



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

**FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y
MATEMÁTICA**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS DE MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA
HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES”**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:
SÁNCHEZ BLUM ENRIQUE ALEXIS**

TUTOR: ING. JAIME GUTIÉRREZ PADILLA, M.Sc.

**QUITO – ECUADOR
2014**

DEDICATORIA

El presente trabajo de graduación está dedicado a mis padres quienes han sido el pilar fundamental de mi vida y han sabido hacer de mí una persona de bien, gracias a sus esfuerzos y enseñanzas hoy les debo todo lo que soy; a mis hermanos por sembrar ese lazo perenne de amistad y cariño.

Dedicado también a Alexandra Molina por ser la mujer que llena mis días con su amor y compañía, a Alberto Reinoso por simplemente tener un corazón tan magnánimo.

ENRIQUE SÁNCHEZ B.

AGRADECIMIENTO

A mis padres Enrique y Linda quienes estuvieron apoyándome durante todo el transcurso de mi carrera, y que sin los cuales no hubiese podido cumplir este objetivo.

A mi futura esposa Alexandra Molina, la mujer que muchas veces ha guiado mi camino y me ha enseñado a ver las cosas simples y maravillosas de la vida; a sus padres, quienes me han brindado su apoyo incondicional de manera sincera y totalmente desinteresada.

A Alberto Reinoso quién con su inconfundible manera de llevar la vida me enseñó que absolutamente todo lo que se hace en el mundo, tarde o temprano tiene su recompensa.

A la Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, a los ingenieros de la Carrera de Ingeniería Civil que supieron sembrar en mí los conocimientos necesarios durante mi carrera estudiantil.

A mi director de tesis Ing. Jaime Gutiérrez Padilla, quien ha guiado el presente trabajo, y que además me ha sabido transmitir todos sus conocimientos.

ENRIQUE SÁNCHEZ B.

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, SÁNCHEZ BLUM ENRIQUE ALEXIS en calidad de autor del trabajo de investigación realizada sobre **“ANÁLISIS DE MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES”**, por la presente autorizo a la UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o parte de los que contienen esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación.

Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor, de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

En la ciudad de Quito, a los 24 días del mes de julio de 2014.



Enrique Alexis Sánchez Blum

CI: 171725862-6

CERTIFICACIÓN

En calidad de Tutor del proyecto de Investigación: **“ANÁLISIS DE MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES”**, presentado y desarrollado por el señor: **SÁNCHEZ BLUM ENRIQUE ALEXIS**, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, considero que el proyecto reúne los requisitos necesarios.

En la ciudad de Quito, a los 24 días del mes de Julio del año 2014



Ing. Jaime Gutiérrez Padilla, MSc.
TUTOR DEL PROYECTO

INFORME DEL TUTOR

TEMA: “ANÁLISIS DE MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES”

TUTOR: Ing. Jaime Gutiérrez Padilla M.Sc.

FECHA: 24 de Julio de 2014

1.- Antecedentes

Mediante oficio FI-DCIC-2013-1070, con fecha 06 de noviembre del 2013, el Ing. Santiago Morales C., M.Sc. Subdecano Director de la carrera de Ingeniería Civil, autoriza la correspondiente denuncia de tesis “ANÁLISIS DE MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES” presentada por el señor: Enrique Alexis Sánchez Blum, solicitando al suscrito como Tutor del Trabajo de Graduación y sea quién realice el análisis, dirección, la orientación y emita el informe respectivo.

2.- Desarrollo de la tesis

El Proyecto de Tesis, desarrollado por el señor Enrique Alexis Sánchez Blum, tiene como finalidad ser un aporte para los docentes y estudiantes de la Facultad de Ingeniería, Ciencia Físicas y Matemática y de manera especial para la Carrera de Ingeniería Civil, en el estudio de la limpieza de sedimentos desde embalses, en la actualidad la colmatación de sedimentos es un problema que se presenta en todos los embalses sin excepción alguna, lo que ocasiona una pérdida considerable del volumen útil de los embalses, así como también una disminución en la vida útil de los mismos. El desarrollo del trabajo de Graduación contempla de seis capítulos resumidos como se indica a continuación:

- El primer capítulo contempla una introducción y justificación de la realización del Trabajo de Graduación, donde se observará la

importancia del análisis de los diferentes métodos que existen para la limpieza de sedimentos desde embalses, se plantea los objetivos y el alcance del Trabajo de Graduación.

- El segundo capítulo contiene un marco teórico que permite realizar una introducción a la hidráulica de canales, con el análisis de las diferentes metodologías para el transporte de sedimentos.
- El capítulo 3, contiene las bases para el análisis del fenómeno de transporte de sedimentos y de canales estables, el estudio de las diferentes formas que caracterizan a los ríos e involucra los cambios que experimentan a lo largo de su perfil longitudinal y su sección transversal.
- El capítulo 4; Contiene una descripción de los métodos para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses, analiza los sistemas para el control de la sedimentación de embalses el recorrido en donde se da la producción de sedimentos (la cuenca).
- El capítulo 5 contiene el análisis, ventajas físicas y costo directo de la limpieza hidráulica de sedimentos, en esta investigación se realizará un análisis de los métodos más utilizados para la remoción hidráulica de sedimentos desde embalses, estudio que permite establecer la mayor efectividad cuando sea aplicado.
- Finalmente en el capítulo 6 se establece las conclusiones, recomendaciones sacadas de los resultados que se alcanzado en este trabajo de graduación.

3.- Conclusiones

- El trabajo de graduación ha cumplido con los objetivos planteados y el alcance ha llegado más allá de lo planteado inicialmente.
- El estudio realizado en este trabajo será de aplicación en los proyectos de generación de energía eléctrica, captaciones de agua para riego, y

cualquier otro uso que requiera un embalse, cumpliendo con la función universitaria Vinculación con la sociedad.

- El presente proyecto de graduación es de suma importancia, debido a que la temática investigada no ha sido abordada anteriormente, material que va a servir de base y guía para los estudiantes y profesionales de la Carrera de Ingeniería Civil.
- En este estudio se ha descrito los principales embalses existentes en el Ecuador, los cuales nunca han sido sometidos a procesos de limpieza hidráulica, y que de seguir así probablemente presenten problemas de azolvamiento en poco tiempo.

En virtud a lo manifestado, las actividades desarrolladas han sido satisfactorias y los resultados obtenidos en el transcurso del desarrollo de la tesis son los esperados, emito mi aprobación a este Trabajo de Graduación y recomiendo proseguir con el trámite respectivo hasta la graduación del señor Enrique Alexis Sánchez Blum.

En la ciudad de Quito, a los 24 días del mes de Julio de 2014.



Ing. Jaime Gutiérrez Padilla M.Sc.

TUTOR DE TESIS

HOJA DE CALIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS DEL TRIBUNAL



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
DIRECCIÓN
RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

Quito DM.: 01 de agosto de 2014

Señor: Enrique Alexis Sánchez Blum.

TEMA: "Análisis de métodos para la limpieza hidráulica
de sedimentos desde embalses"

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NÚMEROS	LETRAS	
	ING. FABIÁN DUZANZO	20	VEINTE	/- Surimol
	LUG. EFREN ORTEGA	20	VEINTE	/- Surimol
PROMEDIO		20	VEINTE	/- Surimol

[Signature]

Dra. Ruth Flores Chacón
SECRETARIA ABOGADA

CONTENIDO

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL	iv
CERTIFICACIÓN	v
INFORME DE CULMINACIÓN DE TESIS	vi
HOJA DE CALIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS DEL TRIBUNAL	ix
CONTENIDO:	x
LISTA DE FIGURAS:	xxi
LISTA DE TABLAS:	xix
RESUMEN:	xx
SUMMARY:	xxi
CERTIFICACIÓN:	xxii
 CAPÍTULO I	 - 1 -
INTRODUCCIÓN	- 1 -
1.1. ANTECEDENTES.....	- 1 -
1.2.IMPORTANCIA Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO DE GRADUACIÓN.....	- 5 -
1.3.OBJETIVOS.....	- 6 -
1.3.1.OBJETIVO GENERAL	- 6 -
1.3.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	- 6 -
1.4. ALCANCE DEL PROYECTO DE GRADUACIÓN.....	- 7 -
1.5. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO DE GRADUACIÓN	- 7 -
 CAPÍTULO II	 - 9 -
MARCO TEÓRICO	- 9 -
2.1. INTRODUCCIÓN A LA HIDRÁULICA DE CANALES.....	- 9 -
2.1.1. INTRODUCCIÓN	- 9 -
2.1.2. TIPOS DE FLUJO EN CANALES	- 10 -
2.1.3. PRINCIPALES FUERZAS QUE ACTÚAN EN EL FLUJO EN UN CANAL.....	- 12 -
2.1.4. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE UN CANAL	- 14 -

2.1.5. ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LA HIDRÁULICA DE CANALES.....	- 17 -
2.1.5.1. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD	- 17 -
2.1.5.2. ECUACIÓN DE LA ENERGÍA O DE BERNOULLI.....	- 18 -
2.1.5.3. ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO	- 19 -
2.2. CARACTERÍSTICAS Y CLASIFICACIÓN DE LOS EMBALSES	- 20 -
2.3. PROPÓSITO DE LOS EMBALSES	- 23 -
2.3.1. PROBLEMAS OCASIONADOS POR LOS SEDIMENTOS	- 23 -
2.3.2. PROBLEMAS ASOCIADOS A LOS EMBALSES.....	- 24 -
2.4. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PRINCIPALES EMBALSES DEL ECUADOR	- 27 -
2.5. ORIGEN Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.....	- 39 -
2.5.1. FUENTES DE LOS SEDIMENTOS	- 39 -
2.5.2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SEDIMENTOS	- 43 -
2.5.2.1. TAMAÑO DE LA PARTÍCULA	- 44 -
2.5.2.2. FORMA DE LA PARTÍCULA.....	- 48 -
2.5.2.3. ÁNGULO DE REPOSO	- 52 -
2.5.2.4. DENSIDAD	- 52 -
2.5.2.5. PESO ESPECÍFICO	- 53 -
2.5.2.6. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN DE LA PARTÍCULA	- 54 -
2.6. TRANSPORTE DE LOS SEDIMENTOS.....	- 57 -
2.7. FORMAS EN QUE DEPOSITA EL SEDIMENTO EN UN EMBALSE.....	- 62 -
2.7.1. ZONAS DE AGUAS MUERTAS.....	- 66 -
2.7.2. DISTRIBUCIÓN DEL SEDIMENTO DENTRO DE UN EMBALSE (ZONAS DE DEPÓSITO).....	- 66 -
2.7.2.1. MÉTODO ÁREA-REDUCCIÓN.....	- 67 -
2.7.2.2. MÉTODO ÁREA INCREMENTO	- 75 -
2.7.2.3. MÉTODO TRIGONOMÉTRICO	- 78 -
2.7.2.4. FORMACIÓN DE DELTAS	- 79 -
2.7.2.4.1. MÉTODO EMPÍRICO DE BORLAND	- 83 -
2.7.2.5. COMPARACIÓN DE MÉTODOS EMPÍRICOS.....	- 85 -
2.8. ATRAPAMIENTO Y COMPACTACIÓN CON EL MATERIAL SEDIMENTADO.....	- 86 -

2.9. GEOMETRÍA DE LAS ZONAS DE DEPÓSITO LONGITUDINAL...	- 93 -
2.10. ESQUEMA DE DEPÓSITO LATERAL.....	- 94 -
2.11. ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DEL APORTE DE SEDIMENTOS	- 95 -
2.11.1. MEYER – PETER MULLER.....	- 96 -
2.11.2. DU BOYS.....	- 98 -
2.11.3. ENGLAND HANSEN.....	- 100 -
2.11.4. ACKERS AND WHITE	- 101 -
2.11.5. LAURSEN – COPELAND	- 102 -
2.11.6. TOFFALETI.....	- 105 -
2.11.7. YANG.....	- 108 -
2.11.8. WILCOCK	- 109 -
 CAPÍTULO III	 - 111 -
BASES PARA EL ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y DE CANALES ESTABLES	 - 111 -
3.1. FUNDAMENTOS DE FLUVIOMORFOLOGÍA	- 111 -
3.1.1. CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS DE LOS CAUCES	- 112 -
3.1.1.1. PATRONES DE LOS CAUCES	- 114 -
3.1.1.2. MORFOLOGÍA DE LOS RÍOS DE VERTIENTES	- 118 -
3.1.2. TIPOS DE EROSIÓN.....	- 119 -
3.1.2.1. EROSIÓN GENERAL	- 119 -
3.1.2.2. EROSIÓN POR ESTRECHAMIENTO	- 120 -
3.1.2.3. EROSIÓN EN CURVAS	- 121 -
3.1.2.4. EROSIÓN LOCAL.....	- 122 -
3.1.3. CANALES ESTABLES.....	- 123 -
3.1.3.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS CANALES ESTABLES	- 125 -
3.1.3.2. CLASIFICACIÓN DE LOS CANALES ESTABLES	- 126 -
3.1.3.3. CANALES SIN ARRASTRE.....	- 126 -
3.1.3.3.1. ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO	- 127 -
3.1.3.4. CANALES CON ARRASTRE O CANALES ALUVIALES	- 130 -
3.1.3.5. VARIABLES DE DISEÑO	- 130 -
3.1.4. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE FLUJO SIN ARRASTRE	- 131 -

3.1.4.1. NÚMERO DE FROUDE	- 132 -
3.1.4.2. NÚMERO DE REYNOLDS	- 133 -
3.1.4.2.1. FLUJO LAMINAR.....	- 134 -
3.1.4.2.2. FLUJO TURBULENTO	- 134 -
3.1.4.3. NÚMERO DE WEBER.....	- 135 -
3.1.5. RESISTENCIA AL FLUJO	- 136 -
3.1.5.1. MÉTODO DE ENGELUND	- 140 -
3.1.5.1.1. PARÁMETRO DE SHIELDS.....	- 140 -
3.1.5.2. MÉTODO DE MAZA Y CRUICKSHANK.....	- 145 -
3.1.5.3. MÉTODO DE EINSTEIN BARBAROSSA	- 149 -
3.1.6. CURVA DE SHIELDS EN EL SISTEMA DE EJES (τ^* , D^*).....	- 154 -
3.1.6.1. VELOCIDAD MEDIA CRÍTICA.....	- 156 -
3.1.7. EFECTO DE DISTINTOS FACTORES SOBRE LA TENSIÓN DE CORTE CRÍTICA DADA POR SHIELDS	- 157 -
3.1.7.1. EFECTO DEL CRITERIO UTILIZADO PARA DEFINIR EL MOVIMIENTO INCIPIENTE	- 158 -
3.1.7.2. EFECTO DE LA NO UNIFORMIDAD O HETEROGENEIDAD GRANULOMÉTRICA	- 159 -
3.1.7.3. EFECTO DE LA SUMERGENCIA RELATIVA h/d	- 160 -
3.1.8. MOVIMIENTO INCIPIENTE (UMBRAL O INICIALIZACIÓN DEL MOVIMIENTO).....	- 161 -
 CAPÍTULO IV	 - 165 -
DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES	 - 165 -
4.1. SISTEMAS PARA EL CONTROL DE LA SEDIMENTACIÓN	- 165 -
4.1.1. MÉTODOS INDIRECTOS.....	- 168 -
4.1.2. MÉTODOS DE DISEÑO	- 170 -
4.1.3. SOLUCIONES DIRECTAS	- 173 -
4.2. LAVADO (FLUSHING) O REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS.....	- 175 -
4.2.1. LAVADO HIDRÁULICO DE SEDIMENTOS DURANTE AVENIDAS	- 177 -

4.2.2. VACIADO DEL EMBALSE EFECTUANDO REMOCIÓN POR CHORROS DE AGUA.....	179 -
4.2.3. DESFOGADO DE CORRIENTES DENSAS.....	181 -
4.2.4. LAVADO HIDRÁULICO DE SEDIMENTOS EN CONDICIONES DE FLUJO PRESURIZADO.....	186 -
4.2.4.1. REMOCIÓN HIDRÁULICA CON FLUJO A SUPERFICIE LIBRE.....	187 -
4.2.4.1.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA	190 -
4.2.5. REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS CON SIFONES.....	191 -
4.2.6. CRITERIO EMPÍRICO PARA LA EVALUACIÓN INICIAL DE LA REMOCIÓN	194 -
CAPÍTULO V	197 -
ANÁLISIS, VENTAJAS FÍSICAS Y COSTO DIRECTO DE LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS.....	197 -
5.1. ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES.....	197 -
5.1.1. LAVADO HIDRÁULICO DE SEDIMENTOS DURANTE AVENIDAS.....	198 -
5.1.1.1. VENTAJAS FÍSICAS	200 -
5.1.1.2. COSTO DIRECTO	201 -
5.1.2. VACIADO DEL EMBALSE EFECTUANDO REMOCIÓN POR CHORROS DE AGUA.....	202 -
5.1.2.1. VENTAJAS FÍSICAS	205 -
5.1.2.2. COSTO DIRECTO	206 -
5.1.3. DESFOGADO DE CORRIENTES DENSAS.....	207 -
5.1.3.1. VENTAJAS FÍSICAS	209 -
5.1.3.2. COSTO DIRECTO	210 -
5.1.4. LAVADO HIDRÁULICO DE SEDIMENTOS EN CONDICIONES DE FLUJO PRESURIZADO O HIDROSUCCIÓN Y CON SUPERFICIE LIBRE.....	211 -
5.1.4.1. VENTAJAS FÍSICAS	213 -
5.1.4.2. COSTO DIRECTO	214 -
5.1.5. REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS CON SIFONES.....	215 -

5.1.5.1. VENTAJAS FÍSICAS	- 218 -
5.1.5.2. COSTO DIRECTO	- 219 -
CAPÍTULO VI	- 221 -
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	- 221 -
6.1. CONCLUSIONES	- 221 -
6.2. RECOMENDACIONES	- 223 -
BIBLIOGRAFÍA	- 225 -

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. División hidrográfica del Ecuador	- 1 -
Figura 1.2. Distribución del potencial hídrico en el Ecuador	- 2 -
Figura 2.1. Flujo en un canal abierto	- 10 -
Figura 2.2. Secciones transversales más frecuentes	- 14 -
Figura 2.3. Elementos geométricos de la sección transversal de un canal trapezoidal	- 16 -
Figura 2.4. Embalse Daule Peripa	- 29 -
Figura 2.5. Embalse La Esperanza	- 29 -
Figura 2.6. Embalse Mazar	- 30 -
Figura 2.7. Embalse Daule Chongón	- 31 -
Figura 2.8. Embalse Daule Tahuín	- 31 -
Figura 2.9. Embalse Daule Paute	- 32 -
Figura 2.10. Embalse Pisayambo	- 33 -
Figura 2.11. Embalse Poza Honda	- 34 -
Figura 2.12. Embalse Mica	- 35 -
Figura 2.13. Embalse Salve Faccha	- 35 -
Figura 2.14. Embalse Azúcar	- 36 -
Figura 2.15. Embalse Agoyán	- 37 -
Figura 2.16. Proceso erosivo de una cuenca	- 40 -
Figura 2.17. Diámetro nominal de las partículas	- 45 -
Figura 2.18. Diámetro de sedimentación de partículas	- 45 -

Figura 2.19. Diámetro de cribado de partículas.....	- 46 -
Figura 2.20. Índice de redondez de la partícula.....	- 49 -
Figura 2.21. Dimensiones triaxiales de una partícula.....	- 50 -
Figura 2.22. ángulo de reposo de una partícula.....	- 52 -
Figura 2.23. Valores de la velocidad de caída en función del diámetro de la partícula y la temperatura.....	- 55 -
Figura 2.24. Modos de transporte.....	- 58 -
Figura 2.25. Representación del transporte de sedimentos.....	- 60 -
Figura 2.26. Analogía de la balanza de Lane (1955).....	- 61 -
Figura 2.27. Proceso de depositación de sedimentos en un embalse artificial.....	- 64 -
Figura 2.28. Proceso de asentamiento del aterramiento en el lecho de un embalse, que depende directamente de la composición físico – químico de los sedimentos.....	- 65 -
Figura 2.29. Función $h'(P)$ y tirantes relativos Po	- 69 -
Figura 2.30. Relación entre tirantes relativos P y áreas relativas (a).....	- 72 -
Figura 2.31. Método trigonométrico.....	- 79 -
Figura 2.32. Esquema general de las zonas de depósito en delta en un embalse.....	- 81 -
Figura 2.33. Forma del delta fluvial en el lago Mead.....	- 82 -
Figura 2.34. Relación entre pendientes, en la formación de deltas.....	- 83 -
Figura 2.35. Comparación de métodos empíricos.....	- 85 -
Figura 2.36. Curva de retención de G.M. Brune.....	- 90 -
Figura 2.37. Esquemas básicos del depósito de sedimentos.....	- 94 -
Figura 2.38. Curva para la aplicación de la fórmula de DuBoys.....	- 99 -
Figura 2.39. Relaciones del método de Toffaleti para velocidad, concentración y descarga.....	- 105 -
Figura 3.1. Cauce de lecho rocoso.....	- 112 -
Figura 3.2. Cauce aluvial.....	- 113 -
Figura 3.3. Cauce recto.....	- 115 -
Figura 3.4. Cauce trenzado.....	- 116 -
Figura 3.5. Cauce meándrico.....	- 117 -

Figura 3.6. Relación caudal Q – pendiente media S_o para corrientes trenzadas y meandriformes en lechos arenosos (Lane).....	118 -
Figura 3.7. Esfuerzo cortante para suelos granulares en función del diámetro	128 -
Figura 3.8. Esfuerzo cortante para suelos cohesivos (contenido de arcilla – e).....	129 -
Figura 3.9. Flujo laminar y flujo turbulento	135 -
Figura 3.10. Régimen de flujo.....	138 -
Figura 3.11. Diagrama de Shields.....	142 -
Figura 3.12. Criterio de Engelund para definir el tipo de configuración de fondo	145 -
Figura 3.13. Diagrama para obtener la resistencia al flujo en cauces arenosos	147 -
Figura 3.14. Factor de corrección x , para el método de Einstein Barbarossa	151 -
Figura 3.15. Resistencia al flujo debido a las formas de fondo para el método de Einstein	152 -
Figura 3.16. Curva de Shields en el sistema de ejes (τ^*, D^*)	154 -
Figura 3.17. Velocidad de corte crítica y tensión de corte crítica en función del diámetro.....	156 -
Figura 3.18. Curva de Shields y Ackers & White	159 -
Figura 4.1. Mapa de pérdida de suelo por erosión hídrica	169 -
Figura 4.2. Distribución del sedimento en un embalse con desagües de fondo	172 -
Figura 4.3. Proceso de remoción hidráulica de sedimentos durante la extracción	175 -
Figura 4.4. Abertura de los desagües de fondo. Formación de conos de remoción. Presa Belesar en España	176 -
Figura 4.5. Lavado hidráulico de sedimentos durante avenidas.....	179 -
Figura 4.6. Vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua. Vaciado del embalse Doiras, España, 1999.....	181 -
Figura 4.7. Evolución general de una corriente de densidad.....	184 -

Figura 4.8. Flujo de una corriente de densidad pasando a través de un embalse	- 185 -
Figura 4.9. Desfogado de corrientes densas. Presa Jiroft. Irán.....	- 186 -
Figura 4.10. Remoción hidráulica de sedimentos por hidrosucción	- 188 -
Figura 4.11. Sistema de hidrosucción en el embalse Cirato	- 189 -
Figura 4.12. Partes del sifón	- 192 -
Figura 4.13. Remoción hidráulica de sedimentos de fondo en un embalse sobre la cresta de la presa con el uso del sifón	- 193 -
Figura 5.1. Presa de Aldeadávila, Portugal. Abertura de los desagües de fondo y vertederos de excesos, socavación al pie de la presa.....	- 200 -
Figura 5.2. Vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua generado por la abertura de los desagües de fondo	- 204 -
Figura 5.3. Visitantes observan el agua que brota de la sección de un embalse Xiaolangdi en el Río Amarillo durante un lavado de arena en Jiyuan, provincia de Henan China, 12 de julio del 2013.....	- 206 -
Figura 5.4. Embalse de Atazar, Madrid-España, agua embalsada completamente turbia debido a la presencia de plancton.....	- 208 -
Figura 5.5. Desfogue de corrientes densas en el embalse Xiaolangdi en el Río Amarillo, China.....	- 210 -
Figura 5.6. Remoción hidráulica de sedimentos utilizando hidrosucción.....	- 214 -
Figura 5.1. Remoción hidráulica de sedimentos utilizando el método de sifones con flotadores para mantener constante la presión.....	- 216 -

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1.Principales parámetros hidráulicos para diferentes secciones transversales de canales.....	- 16 -
Tabla 2.2. Clasificación de los embalses según su tamaño y capacidad.....	- 23 -
Tabla 2.3. Disponibilidad de agua superficial por habitante.....	- 28 -
Tabla 2.4. Principales presas y embalses en funcionamiento del Ecuador en funcionamiento (Cuadro resumen).....	- 38 -
Tabla 2.5. Clasificación de los sedimentos por tamaño según la American Geophysical Union.....	- 48 -
Tabla 2.6. Rango de valores de peso específico de partículas sólidas....	- 54 -
Tabla 2.7. Valores usuales de densidad y peso específico para arenas..	- 54 -
Tabla 2.8. Clasificación del transporte de sedimentos.....	- 60 -
Tabla 2.9. Forma de cálculo para determinar la elevación del piso de un embalse.....	- 69 -
Tabla 2.10. Cálculo de la distribución de sedimentos.....	- 71 -
Tabla 2.11. Cálculo de la distribución de sedimentos final.....	- 73 -
Tabla 2.12. Método área - incremento.....	- 76 -
Tabla 2.13. Pesos específicos iniciales del sedimento, criterio de Miller.....	- 91 -
Tabla 2.14. Pesos específicos iniciales del sedimento, criterio de Lane y Koelzer.....	- 92 -
Tabla 2.15. Análisis de resultados utilizando varias ecuaciones para el transporte de material sólido en cauces naturales.....	- 110 -
Tabla 3.1. Clasificación de cauces aluviales de Schumm.....	- 114 -
Tabla 3.2. Relaciones radio-centro-ancho de Richardson.....	- 121 -

RESUMEN:

“ANÁLISIS DE MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES”

El presente trabajo de graduación analiza los métodos existentes alrededor del mundo para remover los sedimentos que se depositan en el cuerpo de los embalses sin utilizar energía externa, es decir, que para esta limpieza se utiliza únicamente la fuerza erosiva del agua.

Los embalses son estructuras que conjeturan una interrupción en el gradiente longitudinal de los ríos, por tal motivo todos los sedimentos arrastrados son retenidos en el cuerpo del embalse, debido fundamentalmente a la disminución de la velocidad del flujo, este arrastre tiene como resultado una retención de materiales en forma de sedimentos que posteriormente dan lugar a la colmatación.

En la actualidad la colmatación es un problema que se presenta en todos los embalses sin excepción alguna, lo que ocasiona una pérdida considerable del volumen útil de los embalses, así como también una disminución en la vida útil de los mismos.

La solución para remover dichos sedimentos dentro de los embalses no tiene soluciones totalmente definitivas, pero los métodos que se describen en éste trabajo pueden contribuir a minimizar los procesos de colmatación de embalses.

DESCRIPTORES:

EMBALSES, LIMPIEZA HIDRÁULICA, FORMACIÓN DE DELTAS, AGUAS MUERTAS, FLUVIOMORFOLOGÍA, CANALES ESTABLES, RESISTENCIA AL FLUJO, MOVIMIENTO INCIPIENTE, FLUSHING, FLUJO PRESURIZADO, SIFÓN, HIDROSUCCIÓN, CEBADO.

SUMMARY:

“ANALYSIS METHODS FOR CLEANING FROM SEDIMENT HYDRAULIC RESERVOIRS”

This work analyzes existing approaches graduation around the world to remove the sediment deposited in the body of the reservoirs without using external power, that is to say, that for this cleaning using only the erosive power of water.

Reservoirs are structures guessing an interruption in the longitudinal gradient of rivers, for this reason all washed sediments are retained in the body of the reservoir, mainly due to the decrease in flow velocity, the drag resulting retention materials in the form of sediment which subsequently lead to clogging.

Today silting is a problem that occurs in all reservoirs without exception, causing a considerable loss of working volume of the reservoirs, as well as a decrease in the lifetime thereof.

The solution to remove these sediments within the reservoirs is not completely definitive solutions, but the methods described in this work can contribute to minimize Sedimentation processes.

DESCRIPTORS:


RESERVOIR, HYDRAULIC CLEANING, TRAINING DELTAS, DEAD WATERS, FLUVIOMORPHOLOGY, STABLE CHANNEL, RESISTANCE TO FLOW, EMERGING MOVEMENT, FLUSHING, PRESSURIZED FLOW, TRAP, HIDROSUCCIÓN, PRIME.

CERTIFICACIÓN:

Yo, Luis Alexander Ortega Ushiña con cédula de ciudadanía 171963339-6, con título de Suficiencia en el idioma inglés otorgado por la ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO – DEPARTAMENTO DE IDIOMAS, certifico haber traducido del español al idioma inglés, el resumen del trabajo de graduación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil del señor Enrique Alexis Sánchez Blum que versa sobre **“Análisis de métodos para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses”**.

El interesado podrá hacer uso de la presente como creyere conveniente.

En la ciudad de Quito, a los 10 días del mes de junio de 2014



Luis Ortega Ushiña

CI: 171963339-6



**ESCUELA POLITECNICA DEL EJERCITO
DEPARTAMENTO DE LENGUAS**

Otorga el presente

**CERTIFICADO
DE SUFICIENCIA EN EL IDIOMA INGLES**

A. ORTEGA USHINÁ LUIS ALEXANDER

Por haber aprobado y completado satisfactoriamente los respectivos niveles de estudio, de conformidad con las disposiciones legales.

Quito, 28 de Octubre de 2011

EL DIRECTOR
RAFAEL P. VELASCO CARRERA.
MAYO. DE TRP.

EL VICERECTOR ACADEMICO
CARLOS GUTIERREZ A.
CRNL. DE E.M.C.

LA DIRECTORA DE LA UNIDAD
ING. FANNY CEVALLOS O.

UNIDAD DE ADMISION Y REGISTRO DE LA ESPE
Este Diploma esta registrado con el No. 257 a fojas No. 4875 del Libro de Diplomas de Suficiencia.

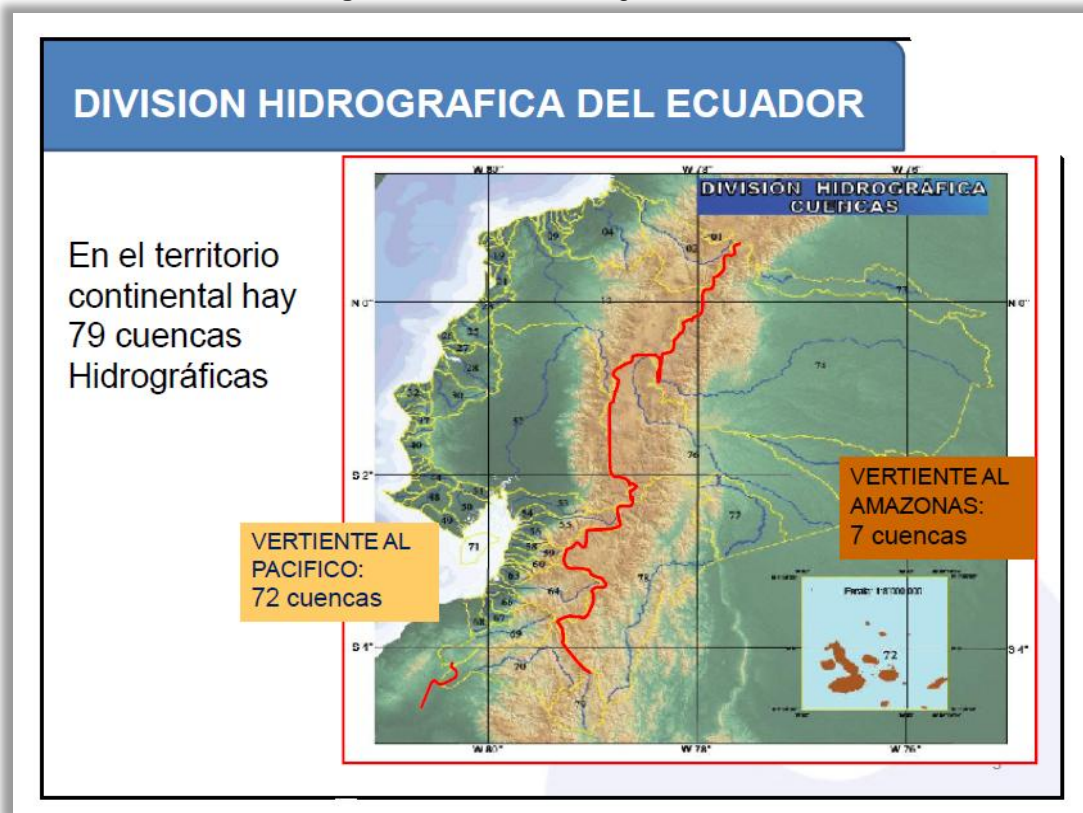
CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

El agua es indispensable en todo proceso productivo, su disponibilidad y variedad de sus usos determinan las características del desenvolvimiento de la sociedad. Junto con el desarrollo de un país, y al crecimiento de la población, crece la demanda de agua para todos los usos, en tanto que su volumen disponible estará cada vez más limitado por factores climáticos, geográficos y geomorfológicos que sólo en forma reducida y a muy alto costo se puede modificar, además se deben tomar en consideración la hidrografía propia de cada país para así poder obtener una satisfactoria regulación hídrica.

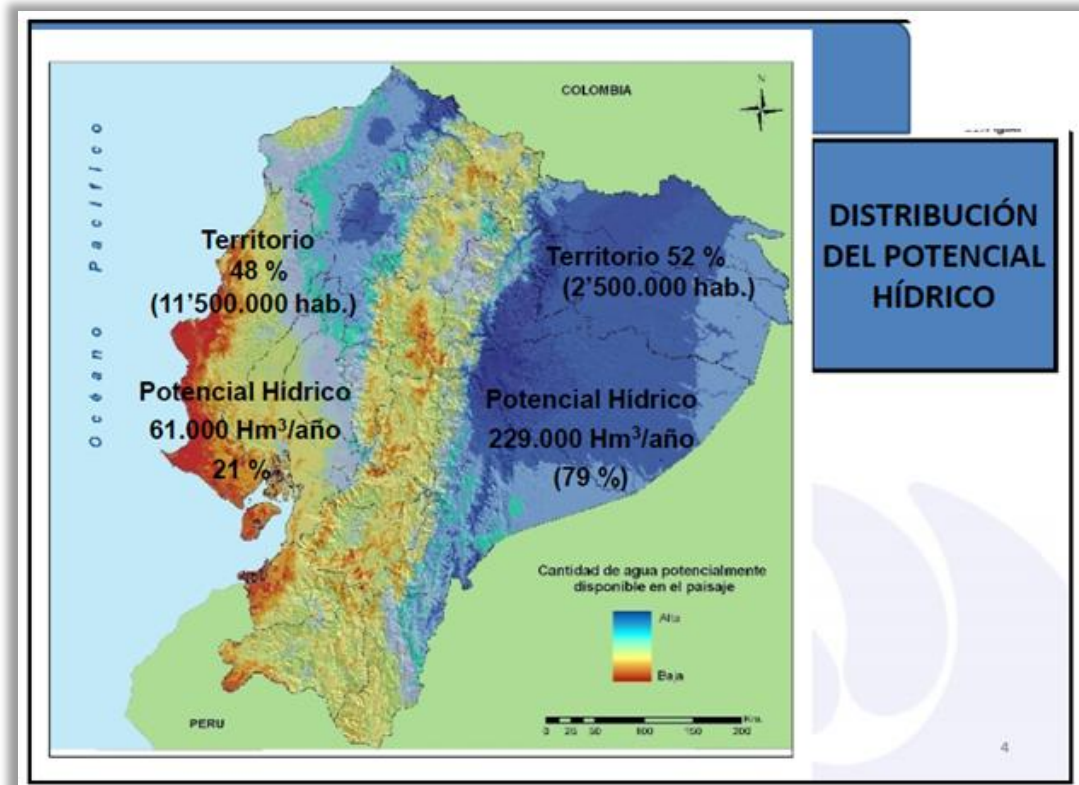
Figura 1.1. División hidrográfica del Ecuador



Fuente: SENAGUA, 2011

Muchas ocasiones, como es el caso del Ecuador, el potencial hídrico se encuentra en las zonas donde menos densidad de población existe, provocando una deficiencia en las cuencas donde existe mayor demanda.

Figura 1.2. Distribución del potencial hídrico en el Ecuador



Fuente: SENAGUA, 2011

El afán de maximizar los beneficios ha favorecido a que se desee modelar el comportamiento de los cuerpos de agua y conocer las interrelaciones que existen entre su morfología y el transporte de sólidos, así como su interacción con la cuenca donde se encuentra.

Para el caso de los ríos, el transporte de los sedimentos (su arrastre y depósito) es el factor de cambio que influye directamente en las variaciones de la sección transversal, el perfil longitudinal, el curso y el patrón de flujo. El estudio del transporte de sedimentos ayuda a resolver problemas de ingeniería, como la gradación y degradación de cauces fluviales y los diferentes problemas ambientales relacionados con el transporte de contaminantes y la calidad del agua, así como también la sedimentación de los embalses.

A nivel mundial los embalses han sido manejados como una herramienta para la regulación hídrica, la producción de energía, y para el riego de algunas zonas que carecen de agua, entre otros usos. Todo esto ha permitido identificar cuáles son los principales riesgos al momento de diseñar una obra de este tipo. Entre éstas se encuentran las filtraciones, la calidad del agua que se está aprovechando, la evacuación progresiva de crecidas, y la acumulación de los sedimentos dentro del cuerpo de la misma.

En la actualidad el Ecuador aprovecha el 15 % del potencial hídrico existente para la producción de energía eléctrica, según el ministerio de Electricidad y Energía Renovable, las hidroeléctricas están en plena ejecución, y los proyectos nuevos se entregarán en el año 2016. El Gobierno Nacional lleva a cabo la construcción de ocho megaproyectos hidroeléctricos con el fin de aprovechar el gran potencial que hay en el país que permitirán dotar de energía suficiente para el territorio.

Con estas obras se impulsará la actividad social, económica y productiva en las localidades aledañas, como construcción de vías, educación, agua potable, alcantarillado, entre otros.

El Ecuador posee 2800 MW de hidroelectricidad y con los ocho proyectos hidroeléctricos se va a incorporar 2773 MW adicionales, incrementando un 50% más la capacidad instalada con estos nuevos proyectos.

Estos proyectos cambiarán la historia eléctrica del país, especialmente el Coca Codo Sinclair, que generará 1500 MW y entrará en funcionamiento en el año 2016.

Además el proyecto Sopladora ubicado en la provincia del Azuay y Morona Santiago, producirá 487 MW y entrará a operar en diciembre de 2014, Minas San Francisco, generará 270 MW, operará desde diciembre del 2015 y, Toachi Pilatón con 253 MW, funcionará desde abril de 2015, en la zona de Zamora Chinchipe se construye Delsitanisagua para una generación de 15 MW, entrará en operaciones desde diciembre de 2015, Manduriacu en

Pichincha e Imbabura dejará 60 MW, y comenzará sus funciones en octubre de 2014.

Quijos en Napo con 50 MW, y se prevé que opere desde diciembre de 2015, y Mazar Dudas en la provincia de Cañar dejará 21 MW y que entró en funcionamiento en febrero del presente año.

Los embalses sufren problemas sedimentológicos debido principalmente a la hidráulica fluvial y que pueden derivarse en graves consecuencias si no se presta atención adecuada y oportuna a su planeamiento y operación.

Cuando se construye una presa en el lecho de un río, ésta actúa como una trampa de sedimentos, y una parte de los sólidos transportados por la corriente queda retenida en el embalse, disminuyendo así el volumen de almacenamiento, por tal razón se considera muchas veces en el diseño un volumen de embalse adicional al requerido para de esta forma satisfacer las necesidades del proyecto, y que sirve para el depósito de los sólidos sedimentados en el embalse. Este volumen se llenará con el transcurso del tiempo y que comúnmente se lo conoce con el nombre de volumen muerto por sedimentación.

La sedimentación que ocurre aguas arriba de una presa es un fenómeno de hidráulica fluvial que resulta ser inevitable; su origen es muy sencillo: al elevarse artificialmente los tirantes o calados del río y a su vez aumentar considerablemente la sección transversal, la velocidad de la corriente disminuye, y aún en avenidas puede tener valores muy pequeños, lo cual favorece a la sedimentación.

Para describir los fenómenos sedimentológicos se han utilizado terminologías vinculados a los embalses, se usan varios términos: colmatación, azolvamiento, atarquinamiento, éste último proviene del árabe “tarqim” que significa barro o lodo.

Si la sedimentación del embalse es muy intensa y excede a lo previsto estamos frente a un fenómeno de colmatación acelerada, ahora ya no se trata solamente de un problema de hidráulica fluvial, sino de un problema que afecta al proyecto mismo, no sólo en su economía, sino en su razón de ser, de ahí la importancia de éste estudio.

1.2. IMPORTANCIA Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO DE GRADUACIÓN

La valoración del transporte de sedimentos, su recorrido y su posterior sedimentación dentro del cuerpo del embalse implica un problema dentro de la ingeniería hidráulica, debido a la complejidad y variabilidad en los resultados obtenidos.

Un completo y adecuado análisis del transporte y depósito de los sedimentos permite estimar la pérdida de capacidad de un embalse, de esta manera será posible incluir dicha variable dentro de los análisis económicos que toma en consideración el proyecto, de forma tal que se puedan evaluar de forma precisa la vida útil de ellos o para proyectar eventuales labores de remoción de los sedimentos.

La sedimentación de los embalses es un problema crítico y difícil de evitar. Se han realizado diversas formas para solucionar éste problema, como por ejemplo la utilización del lavado hidráulico, o las diferentes formas de dragado.

El lavado de sedimentos es una técnica nueva para la remoción de sedimentos y cubre desde el desarrollo de arrastre hasta las técnicas de lavado hidráulico. En los últimos años se han realizado notables avances y aportes en la temática propuesta, dado su importancia vital para los aprovechamientos hidráulicos y en la conservación de las obras hidráulicas construidas, pero debido a las diferentes zonas fluviomorfológicas donde se implantan los embalses se hace muy necesario que se continúen con las investigaciones inherentes a este tema.

Sin embargo y pese a los estudios realizados, no se trata de una ciencia totalmente definida y cerrada, más por el contrario es una fuente permanente de investigación para los ingenieros hidráulicos.

Un correcto análisis de los métodos existentes para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses, permitirá establecer la manera más óptima y económica en que se puede realizar la remoción hidráulica de estos, tomando en cuenta las características propias de cada embalse como su geometría, ubicación, y características de los sedimentos.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

- Analizar los métodos para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses, investigación que servirá de base y guía para los profesionales vinculados a la limpieza de los embalses existentes en el Ecuador.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un diagnóstico generalizado sobre los embalses existentes en el Ecuador.
- Identificar las variables que intervienen en el problema de la sedimentación de los embalses, y determinar las principales propiedades de los sedimentos y, cómo estas afectan en el volumen útil de los embalses.
- Identificar los métodos existentes para el cálculo del aporte de sedimentos y en función de estos, determinar el método que ofrezca el mayor grado de confiabilidad para su la valoración.
- Describir los métodos más importantes para la remoción o limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses.

- Analizar las ventajas físicas y costo directo que presenta cada uno de los métodos para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO DE GRADUACIÓN

El presente proyecto de graduación se analizará exclusivamente los métodos para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses, que en forma sintética comprende desde la degradación de los cauces fluviales, el transporte propiamente dicho del sedimento, el estudio específico de sus formas de arrastre, la manera en que estos alcanzan a depositarse en el embalse y la condición en que estos logran reducir la vida útil del embalse debido a la reducción de su capacidad hidráulica.

Dicho estudio se centra en el lavado de sedimentos desde los mismos embalses, para que de esta manera cualquiera de las alternativas que se consideren, sean tomadas en cuenta en el presupuesto de construcción, lo cual a corto plazo encarecería la obra por el elemento extra que se construirá, pero que a largo plazo se verá beneficiado debido a la disminución de recursos en cuanto a mantenimiento se refiere; de contar con esta metodología de limpieza o remoción hidráulica, a futuro no habría la necesidad de preocuparse por el alquiler o la adquisición de dragas manuales o mecánicas, que debido a la energía que consumen para su funcionamiento resultan indudablemente costosas.

1.5. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO DE GRADUACIÓN

Éste proyecto de graduación se caracteriza por ser un estudio investigativo debido a la falta o difícil acceso a la información existente en el país; lo que obliga a revisar información bibliográfica a nivel internacional y, así se tiene por ejemplo: en Irán, Argelia, España, China, Perú y México; en algunos de sus principales embalses, en donde se han empleado estos métodos de limpieza, en primera instancia de forma experimental con modelos a escala reducida, y que debido a los buenos resultados obtenidos, hace algún

tiempo atrás se han implementado como otro elemento más en embalses nuevos y también se los han incorporado en embalses existentes, todo esto debido al excesivo recurso que se destinaba al mantenimiento de dichas obras hidráulicas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. INTRODUCCIÓN A LA HIDRÁULICA DE CANALES

2.1.1. INTRODUCCIÓN

Cuando el agua se la quiere transportar, ésta se la hace mediante dos maneras: por tuberías a presión, o también por canales abiertos.

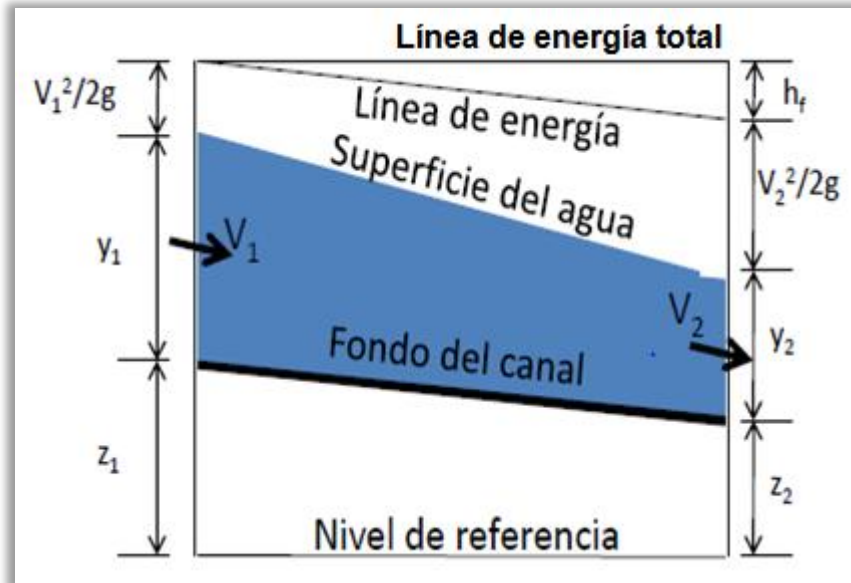
El flujo en un canal abierto como característica principal, es que debe tener una superficie libre, a diferencia del flujo en tubería en donde el flujo está confinado dentro de un conducto.

Resulta más complejo analizar el flujo que se produce en los canales que el que se da en las tuberías, esto debido principalmente a lo siguiente:

- La superficie libre puede cambiar continuamente.
- La profundidad del flujo que circula, así como el caudal y las pendientes de fondo del canal y de la superficie libre son completamente independientes.
- Estos pueden ser de cualquier forma y pueden también variar a lo largo del tiempo.
- La rugosidad del canal varía con la posición de la superficie libre.¹

¹ HERNÁNDEZ, JUAN, Hidráulica de Canales, Departamento de Ingeniería Civil y Minas, División de Ingeniería, Universidad de Sonora, 2011.

Figura 2.1. Flujo en un canal abierto



Fuente: HERNÁNDEZ, JUAN, Hidráulica de Canales.

2.1.2. TIPOS DE FLUJO EN CANALES

De acuerdo al cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo, este puede clasificarse en:

- **Flujo permanente:** Éste tipo de flujo se da cuando la profundidad no cambia a lo largo de su trayectoria durante el intervalo de tiempo considerado. ($Y_1 = Y_2$).
- **Flujo no permanente:** Éste flujo ocurre cuando la profundidad cambia con respecto al tiempo. ($Y_1 \neq Y_2$).

Por lo general los canales son estudiados en condiciones de flujo permanente; sin embargo cuando se producen avenidas o crecientes, se vuelve necesario considerar la condición de flujo no permanente, debido a que el nivel de flujo cambia.

Para cualquier clase de flujo que se produzca, el caudal Q que está circulando dentro de una sección está dado por:

$$Q = VA; \quad \left(\frac{m^3}{s} \right) \quad (2.1)$$

Donde V es la velocidad media producida en el canal y A es el área transversal de la sección.

En un flujo continuo permanente, el caudal es constante a lo largo de todo el tramo y el caudal es igual en las diferentes secciones en estudio:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 = V_3 A_3; \quad \left(\frac{m^3}{s} \right) \quad (2.2)$$

De acuerdo con el cambio en la profundidad de flujo con respecto a la pendiente de fondo, éste puede clasificarse en:

- **Flujo uniforme:** La profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con el tiempo.

La condición de flujo uniforme permanente, es fundamental para el estudio de canales.

El término “flujo uniforme” se utilizará para referirse al flujo uniforme permanente.

- **Flujo variado:** La profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. Puede ser permanente o no permanente.

El término “flujo no permanente” se utiliza para referirse al flujo variado no permanente.

El flujo variado puede ser:

- **Rápidamente variado:** La profundidad cambia en distancias cortas (resalto hidráulico y caída, es un fenómeno local).
- **Gradualmente variado:** La profundidad cambia no tan abruptamente en distancias largas.²

² HERNÁNDEZ, JUAN, Hidráulica de Canales, Departamento de Ingeniería Civil y Minas, División de Ingeniería, Universidad de Sonora, 2011.

Los canales son conductos en los que circula el agua debido a la acción de la gravedad y únicamente bajo la presión atmosférica, pues la superficie libre del líquido está en contacto con ésta.

2.1.3. PRINCIPALES FUERZAS QUE ACTÚAN EN EL FLUJO EN UN CANAL

El movimiento de un líquido a superficie libre se ve afectado por las mismas fuerzas que intervienen en el flujo de un tubo, éstas son:

- La fuerza de gravedad, como la más importante en el movimiento.
- La fuerza de resistencia ocasionada en las fronteras rígidas por la fricción y la naturaleza casi siempre turbulenta del flujo.
- La fuerza producida por la presión que se ejerce sobre las fronteras del canal, particularmente en las zonas donde se cambia su geometría.
- La fuerza debida a la viscosidad del líquido, de poca importancia si el flujo es de régimen turbulento.

Además se agregan, excepcionalmente las siguientes:

- La fuerza de tensión superficial, consecuencia directa de la superficie libre, y,
- Las fuerzas ocasionales debidas al movimiento del sedimento arrastrado.³

Los canales de acuerdo a su origen pueden ser naturales o artificiales. Los canales naturales son todas las conducciones hidráulicas que existen para el drenaje natural sobre la tierra, tal es el caso de ríos, arroyos, o estuarios. Los canales artificiales son una creación del hombre para fines de riego, drenaje, generación de energía, navegación, etc. En estos últimos pueden

³ SOTELO ÁVILA, GILBERTO, Hidráulica de Canales, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 2002.

incluirse todos aquellos conductos cerrados que trabajan parcialmente llenos tal es el caso de las alcantarillas y las tuberías.

Los canales artificiales tienen por lo general, secciones de forma geométricas y con dimensiones constantes en tramos considerables. Algunas definiciones específicas de dichos canales se indican a continuación:

- **Acueducto:** Es un canal fundado sobre el nivel del terreno a través de una depresión topográfica.
- **Rápida:** Es un canal de mucha inclinación.
- **Caída:** Es una rápida de muy corta longitud, inclusive de longitud cero, en la que el piso sigue la forma del perfil inferior de la lámina de agua cayendo libremente.

El flujo que se produce en un canal natural se aloja dentro de lo que se denomina cauce, y éste es producido por el movimiento del agua al paso del tiempo, su perfil longitudinal es notoriamente sinuoso, su sección transversal muy irregular, y posee forma y dimensiones que pueden ir variando continuamente a todo lo largo del mismo.

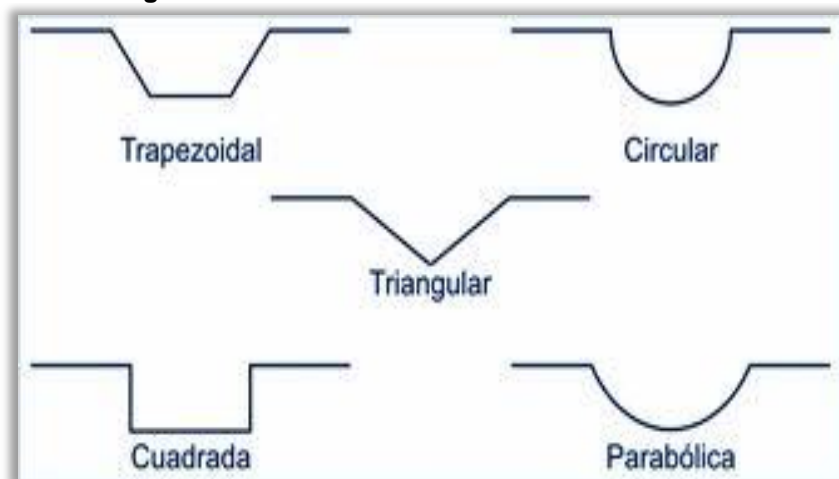
El flujo dentro de un río por lo general arrastra material sólido que comprende materia en suspensión, arena, grava, e inclusive grandes piedras; éstos a su vez modifican constantemente la forma, dimensiones de la sección y perfil de todo el cauce e impide una definición exacta de su rugosidad. Visto de esta manera, el movimiento es todavía más complejo y se estudia con detenimiento en la hidráulica fluvial.⁴

La sección transversal de un canal natural es generalmente de forma muy irregular y varía de un lugar a otro. Los canales artificiales comúnmente se diseñan con formas geométricas regulares (prismáticos), los más comunes son los siguientes:

⁴ SOTELO ÁVILA, GILBERTO, Hidráulica de Canales, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 2002.

- **Sección trapezoidal.-** Se usan siempre en canales de tierra y en canales revestidos.
- **Sección rectangular.-** Se emplean generalmente para acueductos de madera, para canales excavados en roca y también para canales revestidos.
- **Sección triangular.-** Éstos se utilizan en cunetas revestidas en las carreteras, también se los usa en canales de tierra pequeños, principalmente por la facilidad de su trazo. Asimismo se emplean revestidas, como en alcantarillas de las carreteras.
- **Sección parabólica.-** se emplean a veces para canales revestidos y es la forma que toman aproximadamente muchos canales naturales y canales viejos de tierra.

Figura 2.2. Secciones transversales más frecuentes.



Fuente: HÉRNANDEZ, DIEGO. Flujo en canales. Universidad Nacional Abierta y a Distancia (UNAD)

2.1.4. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE UN CANAL

Los elementos geométricos de una sección de canal son muy importantes para el cálculo del flujo. En un canal artificial se definen en términos de la profundidad de flujo y las dimensiones de la sección; en canales naturales se determinan curvas que representan la relación entre los elementos y la profundidad del flujo, estos elementos son:

Área (A).- Es el área mojada o área de la sección transversal del flujo, perpendicular a la dirección del flujo.

Perímetro mojado (P).- Es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección del flujo.

Radio hidráulico (R).- Es la relación que existe entre el área mojada con respecto a su perímetro mojado.

$$R = \frac{A}{P}; \quad (m) \quad (2.3)$$

Ancho superficial (T).- Es el ancho de la sección del canal en la superficie.

Profundidad hidráulica (D).- Es la relación entre el área mojada y el ancho en la superficie.

$$D = \frac{A}{T}; \quad (m) \quad (2.4)$$

Factor de sección (Z).- Se utiliza para el cálculo de flujo crítico, y es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

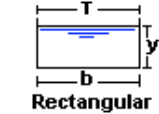

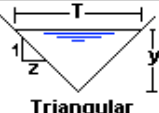
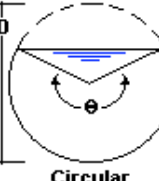

$$Z = A\sqrt{D} = A\sqrt{A/T} \quad (2.5)$$

Profundidad del flujo (y).- Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre.

Nivel.- Es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia hasta la superficie libre.

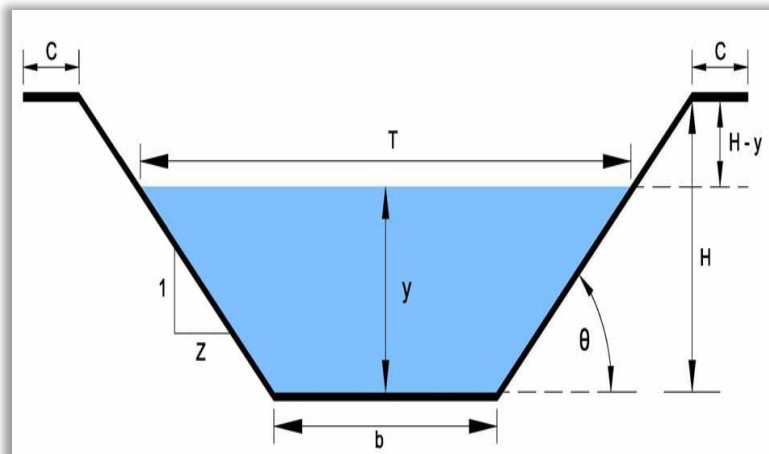
Factor de sección para el cálculo de flujo uniforme ($AR^{2/3}$).- Es el producto del área mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia 2/3.

Tabla 2.1. Principales parámetros hidráulicos para diferentes secciones transversales de canales

Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}) \frac{D}{4}$	$\frac{(\text{sen}\frac{\theta}{2}) D}{2\sqrt{y(D-y)}}$
 Parabólica	$\frac{2}{3} Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Fuente: VEN TE CHOW, Hidráulica de Canales Abiertos. 1982

Figura 2.3. Elementos geométricos de la sección transversal de un canal trapezoidal



Fuente: GÁLVEZ RIBERIN, HÉCTOR; CAMACHO SALAZAR, WILDE, Modernización de la Enseñanza en la asignatura de Hidráulica, Bolivia, Universidad Mayor de San Simón, 2006.

2.1.5. ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LA HIDRÁULICA DE CANALES

La hidráulica de canales se fundamenta principalmente en ecuaciones que tienen aplicación para un volumen finito, así como su particularización para el flujo unidimensional permanente, entre las que tenemos: la ecuación de continuidad, la de energía o de Bernoulli y, la de cantidad de movimiento.

2.1.5.1. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

El flujo de masa del agua a través de la sección de un canal es ρVA , donde ρ es la densidad del líquido que está circulando, V es la velocidad media en la sección del canal y A es el área hidráulica. Cuando el flujo considerado está siguiendo la dirección del eje del canal según la coordenada curvilínea x sobre el fondo, y no existen contribuciones o salidas de líquido en el trayecto, la forma de la ecuación de continuidad para el flujo unidimensional permanente a lo largo de toda su longitud es igual a:

$$\frac{\partial(\rho V A)}{\partial x} = 0 \quad (2.6)$$

en donde el flujo no cambia al variar x ; en un flujo a superficie libre ρ es constante (incomprensible) y se puede eliminar de la ecuación anterior, así:

$$\frac{\partial(V A)}{\partial x} = 0 \quad (2.6a)$$

y que al integrar en las dos secciones que limitan al volumen de control, resulta:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 = \text{constante} \quad (2.6b)$$

como se indicó anteriormente en el flujo continuo permanente; el caudal se mantiene constante en todo el canal. Si existen condiciones de flujo diferentes, deberá de establecerse la ecuación de continuidad propia para el caso a tratar.

2.1.5.2. ECUACIÓN DE LA ENERGÍA O DE BERNOULLI

El agua en movimiento posee una energía total por unidad de peso, y es medida en el punto de intersección D de cualquier línea de corriente con el plano de la sección de un canal. La ecuación de la energía se define como la sumatoria de su elevación Z_D desde un plano de referencia, la carga de presión Y , y la energía cinética local $v^2/2g$, donde v es la velocidad en el punto o local.

La forma más conocida de la ecuación de Bernoulli es:

$$\frac{V^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z = \text{constante} \quad (2.7)$$

La energía cinética o carga de velocidad es igual en todos y cada uno de los puntos de la sección cuando se estudia un flujo ideal paralelo, en donde la distribución de la velocidad es completamente uniforme, lo cual no ocurre en un flujo real, pues la viscosidad y la fricción en las paredes modifica dicha distribución.

Al primer término $V^2/2g$, se le conoce como energía de velocidad o energía cinética y representa la altura desde la que debe caer libremente un cuerpo, que parte del reposo, para adquirir la velocidad V .

Los otros dos términos son la altura de presión ($y = p/\gamma$), y la elevación. Su suma representa la energía potencial y constituye la cota piezométrica, tal como se indica en la figura 2.1.

El teorema de Bernoulli significa que para cada línea de corriente la suma de la energía cinética y de la energía potencial es constante.

En una tubería o en un canal cada línea de corriente tiene un valor propio para la suma de Bernoulli, así:

En un fluido ideal, la energía E en 1 es igual a la energía en 2, pero para un fluido real habría una pérdida de energía entre 1 y 2, en realidad no es energía perdida, sino transformada en calor debido a la fricción.

La ecuación de la energía para el fluido real será entonces:

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + h_{f1-2} \quad (2.8)$$

o bien:

$$E_1 = E_2 + h_{f1-2} \quad (2.8a)$$

V es la velocidad de la corriente, p es la presión, z es la elevación con respecto a un plano horizontal de referencia (los subíndices 1 y 2 corresponden a cada una de las dos secciones consideradas), γ es el peso específico del fluido, g es la aceleración de la gravedad, E es la energía total, h_{f1-2} es la pérdida de energía entre las secciones 1 y 2.

2.1.5.3. ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

El volumen de control limitado por las secciones 1 y 2, las paredes y la superficie libre de un flujo unidimensional permanente e incompresible, cuyo gasto no cambia a lo largo de su longitud. La ecuación de la cantidad de movimiento para dicho volumen en la cual pasa un caudal Q con una velocidad, será:

$$M = \beta \rho Q V \quad (2.9)$$

En dónde:

β = coeficiente de Bussinesq, para considerar el efecto que tiene la distribución irregular de la velocidad en la sección en el cálculo de la cantidad de movimiento con la velocidad media.

V = velocidad media en la sección, en m/s

ρ = densidad del fluido, en kg/m³

Q = caudal, m³/s

Considerando un tramo de un canal de sección trapezoidal cualquiera, por ejemplo, en donde se produce el resalto hidráulico y el volumen de control limitado por las secciones 1 y 2 (antes y después del resalto), se tendrá la ecuación de la cantidad de movimiento dada por:

$$F_p + F_\tau + F_c = \rho [(Q \beta V)_2 - (Q \beta V)_1] \quad (2.10)$$

Donde:

F_p = fuerza resultante de la presión ejercida sobre las superficies de frontera del volumen de control, en N

F_τ = fuerza resultante producida por el esfuerzo tangencial generado sobre el fondo y paredes del volumen de control, en N

F_c = fuerza del cuerpo debida al peso del volumen de control. En N ⁵

2.2. CARACTERÍSTICAS Y CLASIFICACIÓN DE LOS EMBALSES

Los embalses son cuerpos de agua que se ubican de forma tal que interrumpen el paso normal de ríos y lagos, estos son de alguna medida similares a un remanso muy grande; la cola de los embalses se asemeja más al río propiamente dicho, mientras que la cabeza que se encuentra muy cerca a la presa simula un lago.

⁵ SOTELO ÁVILA, GILBERTO, Hidráulica de Canales, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 2002.

Los embalses constan de tres zonas con características propias, éstas son: la cola o zona fluvial, la zona de transición, y, la zona de la cabeza o lacustre, y se describen a continuación:

- **Cola o zona fluvial de los embalses.-** En la cola se dan la unión entre los efluentes y las aguas del embalse, generalmente es una zona alargada, estrecha, que corresponde a una ampliación del canal del río. Las aguas del río tienden a estar algunos grados por debajo de las del embalse, de forma tal que el efluente se hunde al entrar al mismo, dejando en la superficie los materiales flotantes. Los materiales más gruesos se depositan paulatinamente formando un cono de deyección característico, que queda al descubierto durante los descensos de nivel, este cono emerge al cabo de un tiempo, es colonizado por vegetación terrestre y en varios embalses por campesinos que siembran maíz, tomate y otros cultivos de ciclo rápido.⁶
- **Zona de transición.-** En la zona de transición se combinan las características tanto de un río como de un lago. La figura del río sigue siendo muy sensible en las aguas intermedias, así como también en las profundas, en donde se sigue moviendo. Según estudios, se evidencia qué a medida que transcurre el tiempo después del llenado del embalse, y dependiendo de las condiciones de temperatura y estratificación del mismo, las aguas del río y del embalse se tienden a distinguir; las aguas del embalse, serán más cálidas, mientras que las del río tendrán menor temperatura y mayor densidad. En la zona intermedia la cuenca del embalse se profundiza y amplía, lo cual la asemeja cada vez más a un lago; el flujo se reduce considerablemente, y muchos materiales en suspensión se depositan.

⁶ BUSTAMANTE FERNÁNDEZ, CARLOS, Efectos Ambientales Generados por la Construcción y Operación de un Embalse, Colombia, Universidad de Sucre, Facultad de Ingeniería, 2008.

- **Zona de la cabeza o lacustre.-** La cabeza del embalse presenta características más pantanosas, su dimensión es amplia y profunda. El flujo en esta zona es mucho menor respecto al volumen embalsado y la presencia del río no es sensible, salvo en inmediaciones del área de captación. En éste sitio los sedimentos se encuentran depositados, por lo que las aguas son mucho más transparentes.

Los embalses se clasifican según su uso, y según su tamaño y profundidad:

Según los usos que se le dé al agua:

- **Riego.-** Para usos domésticos e industriales, en donde se obtiene un beneficio debido al incremento de la producción agropecuaria.
- **Control de inundaciones.-** Se preverán los daños a las poblaciones y áreas cultivadas causados por los desbordamientos de los ríos durante crecidas.
- **Generación de energía.-** Se brinda un suministro periódico de energía tanto para usos domésticos como para industriales.
- **Navegación.-** Transporte por vía fluvial, permitiendo de esta manera la navegación entre distintas poblaciones.
- **Control de sedimentos.-** Embalses pequeños para controlar que los sedimentos crucen a otros embalses o a corrientes de agua, se previene también la erosión.
- **Recreación.-** La población aumentará su bienestar.
- **Mejoramiento de la piscicultura para usos industriales.-** Se mejora la ecología animal y vegetal.

Según su tamaño y profundidad:

Tabla 2.2. Clasificación de los embalses según su tamaño y capacidad

CATEGORÍA	VOLUMEN (10⁶ m³)	AREA (Km²)
MICRO	< 1	< 1
MINI	1 a 10	1 a 2
PEQUEÑOS	10 a 100	2 a 20
MEDIANOS	100 a 1000	20 a 100
GRANDES	1000 a 10000	100 a 500
MUY GRANDES	10000 a 50000	500 a 5000
GIGANTES	> 50000	> 5000

Fuente: SANDOVAL, WASHINGTON, Embalses y tipos de presas, Ecuador, ESPE, 2012

2.3. PROPÓSITO DE LOS EMBALSES

Los embalses son contruidos con el fin de retener una gran cantidad de agua y además poder controlar la descarga de ésta. Mediante una descarga controlada es posible asegurar un suministro constante, ya sea para la generación de energía eléctrica o para el riego en lugares áridos.

Es por eso que la capacidad de almacenaje de agua es uno de los factores claves en el funcionamiento de un embalse.

2.3.1. PROBLEMAS OCASIONADOS POR LOS SEDIMENTOS

La recolección de aguas en los embalses está relacionada directamente con problemas cuya previsión es clave para el logro de buenos resultados y además para evitar consecuencias desfavorables que pueden impactar el medio ambiente y por ende a la sociedad humana que requiere de aquellos para el sostén de su vida y actividad económica.

Uno de los principales problemas relacionados con los embalses se refiere a las pérdidas de su volumen útil, que se producen como consecuencia de la acumulación de sedimentos.

La pérdida del volumen disponible dentro de un embalse es un proceso que se presenta de forma progresiva, esto debido a que los sedimentos que todo río transporta ocupan un lugar significativo dentro del cuerpo del mismo.

La intensidad de todo éste proceso dependerá exclusivamente de las características geológicas de la cuenca, además también del grado de protección que se tenga contra la erosión hídrica. La geología desfavorable en la cuenca es la que presenta abundantes espesores de suelos debido a que sus rocas son relativamente débiles, volviéndolas fácilmente erosionables por el agua. La protección de los suelos contra la erosión es aportada naturalmente por la capa vegetal en diferentes grados, con una gama que van desde suelos completamente desnudos hasta grandes y muy densos bosques.

En los procesos de deforestación, así como en los usos de los suelos para la agricultura, constituyen un importante factor de activación de la acción erosiva de las corrientes de agua que termina gravitando seriamente en los aportes de sedimentos a los embalses, afectando así su vida útil. Debido a esto se produce la pérdida del volumen útil de los embalses, que implica la pérdida de capacidad de regulación, así como también de la cantidad de agua disponible para los usos previstos.

2.3.2. PROBLEMAS ASOCIADOS A LOS EMBALSES

El hablar de las presas y los embalses alrededor del mundo se ha constituido en cuestiones altamente polémicas, debido en las evidencias sobre los efectos que éstos causan en el medio ambiente ocurridos en diferentes lugares del mundo, los elevados costos de los emprendimientos y su impacto en las economías de los países y los bajos beneficios brindados por aquellas obras, en relación con los esperados.⁷

El correcto balance de ventajas y desventajas debe regir la toma de decisiones en un tema de naturaleza tan importante para el desarrollo y la vida.

⁷ ADLER, FRANKLIN, Los Embalses y los Recursos Hídricos Superficiales, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán, 2006

Entre los problemas asociados a los embalses, podemos nombrar a los siguientes:

- **Pérdida de agua por evaporación.-** Principalmente en climas cálidos y semidesérticos, con fuerte insolación. En zonas húmedas la precipitación compensa total o parcialmente estas pérdidas.
- **Pérdida de agua por infiltración en el vaso del embalse.-** Dada por la naturaleza de las formaciones geológicas en donde se encuentre el embalse, principalmente su permeabilidad y la conectividad que pueda haber con cuencas aledañas hacia las cuales el agua pueda percolar.
- **Afectación de la calidad de las aguas.-** Producido por el efecto del obstrucción de las aguas y su sometimiento a regímenes de la variación térmica. Según el tipo e intensidad de la afectación pueden tener influencia en los usos del agua, el más importante puede ser el encarecimiento del tratamiento para usos de bebida).
- **Elevación de los niveles de napas freáticas.-** Producido en la región que rodea al embalse propiamente dicho, y que se pone de manifiesto con mayor intensidad en sitios de llanura, con desniveles relativamente suaves y reducidos. Esta elevación de las napas suele provocar procesos de salinización en el suelo que afecta a su vez a la productividad de las tierras agrícolas, provocando pérdidas económicas.
- **Afectación de los cauces agua abajo.-** Cuando se interrumpe el flujo normal de un río, colocando en su trayecto una barrera, que para este caso corresponde al embalse, se está fragmentando el proceso “transporte - sedimentación” de los materiales sólidos del cauce tales como gravas y arenas, etc., preexistente en el tramo del río. El agua liberada en la presa en purga o alivio produce la erosión de partículas

del cauce que el río no repone ya que las que llegan desde la cuenca superior quedan atrapadas dentro del embalse, De esta manera se produce un descenso del cauce del río en el tramo de aguas abajo del embalse.

- **Riesgos sobre la población aguas abajo.-** Toda obra de ingeniería, incluida la construcción de una presa que formará un embalse, conlleva el riesgo latente de que una falla se dé y produzca el colapso total de la estructura. Las estadísticas nos indican que el total de presas existentes alrededor del mundo bordean alrededor de 400000 y en los registros que se llevan figuran menos de 900 fallas con rotura (132 son de diques de colas o de residuos mineros). Se considera que tales registros son incompletos y, si se incluyeran las fallas de presas pequeñas y las ocurridas en China, donde el número existente es muy elevado pero de lo que se cuenta con escasa información, el número de fallas rondaría las 4000.⁸
- **Enfermedades de origen hídrico.-** Se presentan en los embalses de muy poca profundidad y expuesto a fuerte insolación. El caso más típico es el de la esquistosomiasis o conocida también como la “enfermedad de las represas”, que es una enfermedad parasitaria que se transmite por solo el contacto de la piel sana con el agua contaminada de ríos o espejos de agua.
- **Afectación a la ictio-fauna.-** Dado por el desequilibrio de la vida acuática, debido principalmente al cambio del régimen de caudales en el río, puesto que la presencia de la presa constituye una barrera permanente para que los procesos migratorios de los peces se den de manera satisfactoria. Aunque existen soluciones técnicas para éste tipo de problema (escalera para peces), se debe evaluar en cada caso la magnitud del problema y sus implicaciones, por el elevado costo que pueden incurrirse en dichas obras.

⁸ ADLER, FRANKLIN, Los Embalses y los Recursos Hídricos Superficiales, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán, 2006

- **Agudización de problemas de contaminación de las aguas.-** Refiriéndose a los ríos contaminados que llegan al embalse como un efluente, donde se producen los procesos de transformación en aguas calmas que agravan los problemas de calidad de las aguas.
- **Transformaciones aguas abajo.-** Debidas a la reducción de los caudales de crecida en los cauces aguas abajo de los embalses, se producen reducciones de las inundaciones de las planicies aluviales. Esto provoca frecuentemente procesos de avances de ocupación de esos espacios contiguos a los cauces.

Los problemas anteriormente descritos asociados a los embalses no se presentan obviamente siempre en modo aditivo, ni revisten en todos los casos con igual intensidad y gravedad. El planteamiento de un recurso hídrico superficial, en donde los embalses juegan un papel determinante, los posibles efectos señalados sean debidamente previstos y evaluados desde las fases iniciales. Si bien la evaluación de todos esos aspectos tropieza con dificultades (la más frecuentes la escasez de datos sobre el medio físico), debe estudiarse cada caso, tratando de prevenir y mitigar los efectos ambientales perjudiciales que se podrían producir.

2.4. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PRINCIPALES EMBALSES DEL ECUADOR

En el Ecuador durante las condiciones de régimen natural, es decir sin obras artificiales de regulación en los ríos, y con una garantía aproximada del 90%, las disponibilidades de agua son las siguientes:

Tabla 2.3. Disponibilidad de agua superficial por habitante

DISPONIBILIDAD DE AGUA SUPERFICIAL POR HABITANTE	
ECUADOR CONTINENTAL	20700 m ³ /hab/año
VERTIENTE DEL PACÍFICO	5300 m ³ /hab/año
VERTIENTE DEL AMAZONAS	91600 m ³ /hab/año

Fuente: SENAGUA, 2011

La disponibilidad en el Pacífico, siendo relativamente alta, no está muy alejada del valor crítico que es de 2000 m³/hab/año, este valor es considerado peligrosamente bajo en años de escasa precipitación por el Banco Mundial y la Organización de la Naciones Unidas.

El balance hídrico por sistemas hidrográficos indica que, a pesar de que las cifras globales del país, e incluso por vertientes, son muy positivas, existen cuencas deficitarias en diferentes zonas y en algunas épocas del año.

Las cuencas deficitarias se concentra en dos áreas: la provincia de Manabí exclusivamente en los sistemas hidrográficos de Jama, Portoviejo y Jipijapa; y al este y sur del Golfo De Guayaquil en los sistemas de Taura, Balao y Arenillas – Zarumilla.⁹

Para la regulación hídrica en nuestro país se ponen en funcionamiento los embalses, que se utilizan para generar hidroenergía, dotación de agua potable, riego, y otros usos como por ejemplo control de inundaciones y turismo.

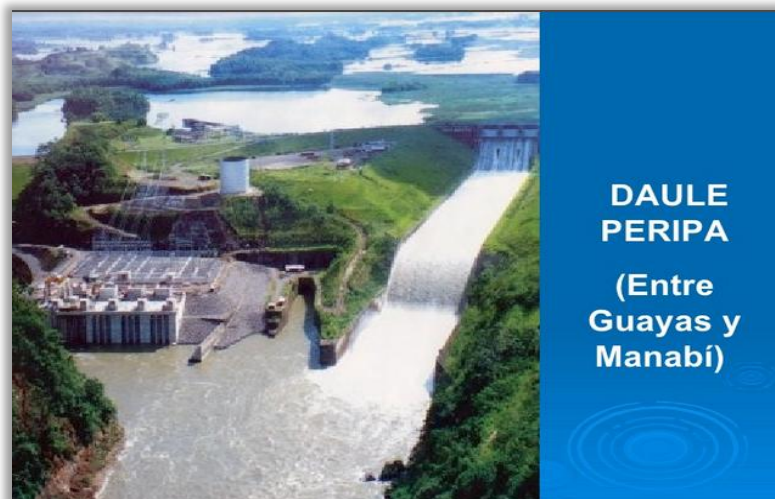
Los principales embalses, en el Ecuador, según su tamaño son:

- 1.- Embalse Daule Peripa.-** Situada entre la Provincia del Guayas y de Manabí, es una obra internacional del Proyecto de Propósito “Jaime Roldós Aguilera” esta obra permite la regulación y el control del comportamiento del agua. Se ubica en los puntos de cierre de los Ríos Daule y Peripa, consiste en un terraplén de 78 metros de altura,

⁹ SENAGUA, 2011

este embalse se alimenta en gran parte del 50% de agua que produce la subcuenca del Río Daule. Tiene una capacidad de almacenamiento de 6000 millones de m³.

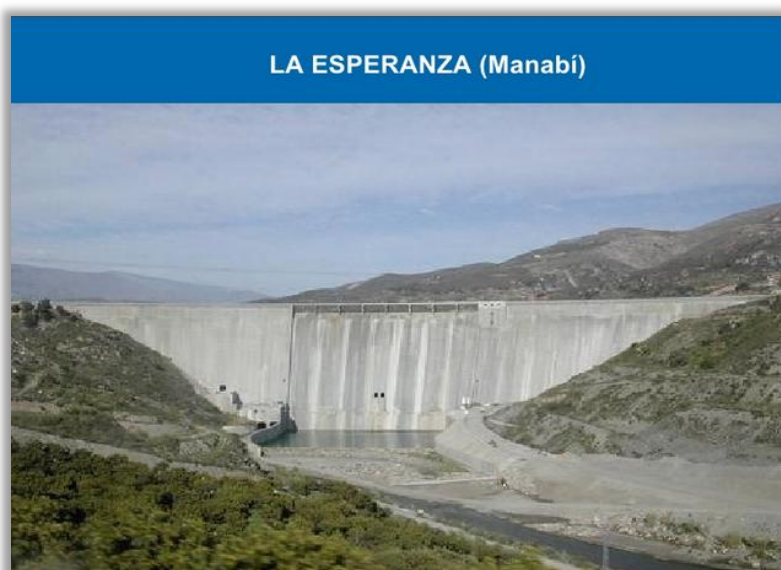
Figura 2.4. Embalse Daule Peripa



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

2.- Embalse La Esperanza.- Éste embalse almacena aproximadamente 450 millones de m³ de agua. Es de propósito múltiple que permite el control de las inundaciones, produce también aguas para riego, y consumo humano de la zona central de Manabí. Está ubicada en la Parroquia Quiroga aproximadamente a 12 km de la cabecera cantonal del Cantón Bolívar, Calceta.

Figura 2.5. Embalse La Esperanza



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

3.- Embalse Mazar.- El proyecto está constituido por una presa de enrocado con pantalla de hormigón que forma un embalse que almacena 410 millones de m³. Está ubicado en la Provincia del Azuay, el nivel máximo de operación es de 2153 msnm, sin embargo en el caso de darse la crecida máxima probable alcanzaría una elevación de 2163 msnm, y almacenar un volumen aproximado de 523.40 millones de m³.

Figura 2.6. Embalse Mazar



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

4.- Embalse Chongón.- Formado por un dique y un terraplén de roca calcárea, aprovechando la geomorfología del sector. Tiene como propósito abastecer de agua para riego, la potabilización y la recreación; Almacena un volumen de 280 millones de m³. Localizada en la Provincia del Guayas a una altura media de 6 msnm, y con una temperatura promedio de 25°C.

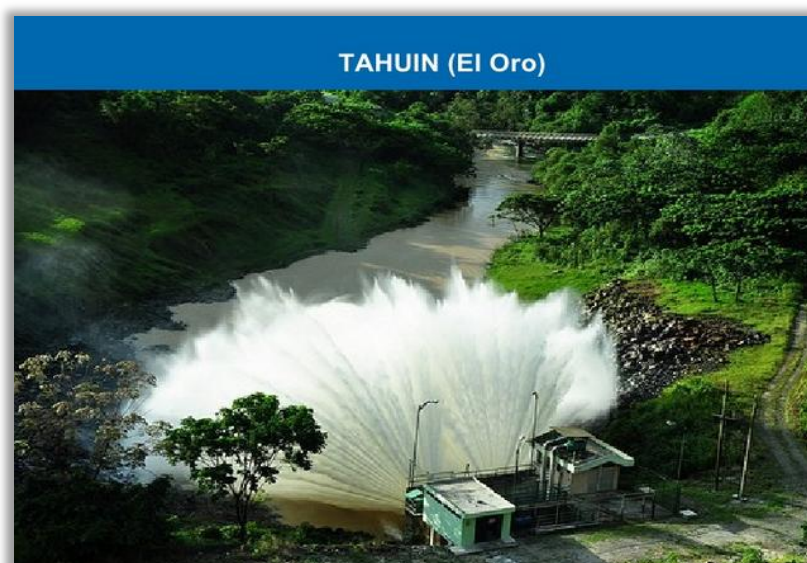
Figura 2.7. Embalse Chongón



Fuente: SENAGUA

5.- Embalse Tahuín.- El proyecto está localizado en el cantón Arenilla, Provincia de El Oro, es de carácter múltiple, que comprende: control de inundaciones, agua potable, riego, generación hidroeléctrica, manejo ambiental y ecoturismo. Tahuín es el proyecto de desarrollo agrícola más grande de la provincia y que está bajo la responsabilidad de la Corporación de Desarrollo Regional de El Oro. Cuenta con un volumen de 250 millones de m³.

Figura 2.8. Embalse Tahuín



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

6.- Embalse Paute o Daniel Palacios.- Ubicada en el Río Paute a 115 kilómetros de la ciudad de Cuenca., conocida comúnmente como represa Paute, es la generadora hidroeléctrica más grande del Ecuador, contribuyendo con la mayor cantidad de energía eléctrica en el país, con un aporte 1075 MW. La ejecución de la obra fue un proceso espectacular, debido a la magnitud de los movimientos de tierras, excavaciones, etc. Almacena un volumen de 120 millones de m³.

Figura 2.9. Embalse Paute



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

7.- Embalse Pisayambo.- Localizada en la Cordillera Oriental de los Andes, aproximadamente a 35 km de Píllaro, en la Provincia del Tungurahua, El embalse se encuentra ubicado dentro del Parque Nacional Llanganates. La laguna de Pisayambo constituye el embalse de la central, y se encuentra a una altitud de 3537 msnm con una extensión de 8 km² y a una distancia aproximada de 160 km al sureste de Quito. Cuenta con un volumen de 100.7 millones de m³.

Figura 2.10. Embalse Pisayambo



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

8.- Embalse Poza Honda.- Está construida en la parte alta del río Portoviejo, en la Provincia de Manabí. El dique de más de 1.2 Km de largo, contiene un embalse de poco más de 100 millones de m^3 , que se utilizan para la irrigación y para la provisión de agua potable. Es una presa hidráulica construida en tierra, con un núcleo de arcilla impermeable, con una protección en el talud de cara al aire. La cola del embalse es de aproximadamente 12.5 km de longitud, tiene una altura de 40 m. El vertedero tiene 70 m de longitud y puede evacuar hasta $875 m^3/s$. El túnel de fondo es de 3 m de diámetro con una longitud de 300 m controlado por 2 válvulas cónicas de 500 y 1500 mm, con capacidad para 4 y $30 m^3$ respectivamente.

Figura 2.11. Embalse Poza Honda



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

9.- Embalse Mica.- La represa fue construida en la laguna de Micacocha, ubicada al pie del volcán Antisana, en las estribaciones de la cordillera central de los Andes. Consta con un relleno homogéneo de tierra fluvio glacial y cenizo volcánico, con un filtro de chimenea en el eje vertical y uno horizontal bajo el paramento aguas abajo. La presa cuenta con 780 m de longitud y una altura en la parte más alta de 15.2 m. el objetivo fundamental de la presa es almacenar y regular los caudales considerados en el proyecto, de forma tal que pueda suministrar 1700 l/s con garantía del 95%. El volumen total almacenado en el embalse es de 50 millones de m³.

Aguas abajo de la represa, se construyeron tres captaciones: Antisana, con una capacidad máxima de 1500 l/s; Jatunhuaico con capacidad de 400 l/s; y la última la Diguchi con capacidad de 150 l/s.

Figura 2.12. Embalse Mica



Fuente: VILLAGÓMEZ, ANTONIO; LEÓN, JOSÉ, Proyecto Mica – Quito Sur

10.- Embalse Salve Faccha.- Ubicado a 3900 m de altura sobre el nivel del mar, esta presa almacena 10.5 millones de m³ para abastecer de agua potable al Distrito Metropolitano de Quito. Se encuentra dispuesta en la Reserva Ecológica Cayambe-Coca, en la cordillera noroccidental de la provincia del Napo. La obra se materializa cuando se requiere mejorar el proyecto de optimización de agua Papallacta.

Figura 2.13. Embalse Salve Faccha



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

11.- Embalse Azúcar.- Es la pieza fundamental para la irrigación de 6000 hectáreas de tierra fértil. La encargada de realizar el trasvase del líquido vital es la Estación de Bombeo Chongón, desde la cuenca del río del mismo nombre, hasta el embalse propiamente dicho, por medio de un canal de alimentación. También aporta al desarrollo del agua potable para los cantones de Santa Elena, Libertad, Salinas y todas sus comunidades. Posee un volumen de 5 millones de m³.

Figura 2.14. Embalse Azúcar



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

12.- Embalse Agoyán.- Fue concebida para aprovechar el caudal del Río Pastaza, localizada en la provincia de Tungurahua a 180 km al sureste de Quito y a 5 km al este de la ciudad de Baños en el sector denominado Agoyán de la parroquia Ulba, en la vía principal de entrada al sector amazónico ecuatoriano. Este embalse se utiliza exclusivamente para la producción hidroeléctrica, genera alrededor de 156 MW. Almacena un caudal de 0.76 millones de m³.

Figura 2.15. Embalse Agoyán



Fuente: <http://www.slideshare.net/fastzaruma/presas-y-embalses>

Tabla 2.4. Principales presas y embalses en funcionamiento del Ecuador en funcionamiento (Cuadro resumen)

PRESA	LOCALIZACIÓN	VOLUMEN 10 ⁶ m ³ (Hm ³)		CLASIFICACIÓN	EMPRESA RESPONSABLE	USOS				ANTIGÜEDAD	
		TOTAL	ÚTIL			HIDROELÉCTRICA (MW)	AGUA POTABLE (No.)	RIEGO (has)	OTROS	OPERACIÓN	AÑOS
DAULE PERIPA	Prov. Guayas (Cantón El Empalme)	6000	-	GRANDE	HIDRONACIÓN	210	1800000	92000	Control de inundaciones	1992	21
LA ESPERANZA	Prov. Manabí (Cantón Bolívar)	450	395	MEDIANO	SENAGUA	ND	ND	17500	Control de inundaciones	1996	17
MAZAR	Prov. Azuay	410	-	MEDIANO	HIDROPAUTE	80				2010	3
CHONGÓN	Prov. Guayas	280	-	MEDIANO	SENAGUA		ND	42000	Recreación	1991	22
TAHUIN	Prov. El Oro, Arenillas	250	203	MEDIANO	SENAGUA			7400	Control de inundaciones y turismo	1987	26
PAUTE o DANIEL PALACIOS	Prov. Azuay	120	68	MEDIANO	HIDROPAUTE	1075				1983	30
PISAYAMBO	Prov. Tungurahua	100.7	90	MEDIANO	HIDROAGOYÁN	76				1967	46
POZA HONDA	Prov. Manabí (Cantón Santa Ana)	100	97.5	MEDIANO	SENAGUA		700000	13150		1971	42
MICA	Volcán Antisana, laguna Micacocha, a 70 km al SE de Quito	50	23.5	PEQUEÑO	EMAAP Quito	9.5	45000			1997	16
SALVE FACCHA	Prov. Napo, Reserva Ecológica Cayambe-Coca	10.5	-	PEQUEÑO	EMAAP Quito		1000000			2002	11
AZUCAR	Prov. Santa Elena	5	-	MINI	SENAGUA			6000		1967	46
AGOYÁN	Prov. Tungurahua	0.76	-	MICRO	HIDROAGOYÁN	156				1987	26

Fuente: SENAGUA, 2011

2.5. ORIGEN Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

Los sedimentos no son otra cosa que las partículas que provienen directamente de las rocas o de los suelos, estos son arrastrados por el agua, producto de las precipitaciones, de los escurrimientos, y también, pero en menor proporción por los vientos propios de cada región. Estos materiales, después de un cierto tiempo de transporte o de arrastre y por acción propia de la gravedad, así como de la velocidad, son depositados a lo largo de sus propios cauces en los lagos, lagunas, o el mar; se sitúan en las partes más bajas de la cuenca en estudio, principalmente en sitios de planicie muy extensas lo que hace que ésta se levante.

Los sedimentos que provienen de las cuencas de drenaje, en su gran mayoría son retenidos en el cuerpo de los embalses, esto da lugar a una serie de problemas, que van desde la pérdida de su capacidad, como ya se mencionó anteriormente, hasta la formación de los deltas, que es la manera en que se van formando y depositando los sedimentos dentro del cuerpo del embalse. En este cuerpo de agua, el sedimento depositado o aterramiento a lo largo del tiempo va ocupando un volumen innecesario, y éste se va incrementando cada vez que se presente una avenida.

El problema de aterramiento, se da en todas las presas del mundo, especialmente en las de bajo y mediano volumen.

2.5.1. FUENTES DE LOS SEDIMENTOS

No es posible indicar con precisión todas las fuentes que producen los sedimentos que llegan a un río y son acarreados por su corriente. Sin embargo, de acuerdo con la definición anterior, la fuente principal la constituyen los suelos y rocas que se encuentran en su cuenca, y el agua y el viento son, en nuestro medio, los principales agentes de erosión y de transporte. Por otro lado, dada la actividad del hombre en el medio que lo

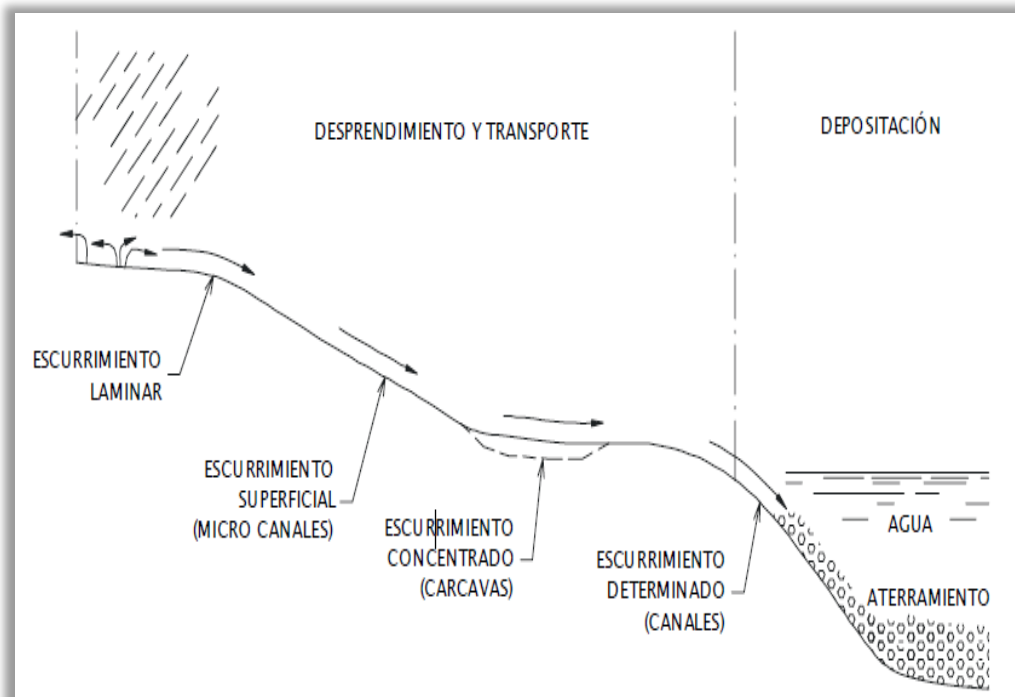
rodea, las fuentes del sedimento pueden clasificarse en naturales y artificiales.¹⁰

- **Fuentes naturales**

Entre las fuentes naturales del sedimento tenemos a: la erosión propia de la superficie del terreno; la erosión del cauce principal y sus tributarios; y los movimientos naturales del terreno.

La erosión es un proceso perteneciente a todos los tipos de suelos, en algunos se presentan con mayor o menor proporción, y es el proceso de desprendimiento de las partículas del suelo, este fenómeno es natural que se presenta por la intensidad de las lluvias y los escurrimientos que se dan en y sobre las laderas de una cuenca.

Figura 2.16. Proceso erosivo de una cuenca



Fuente: MORENO ÁVALOS, MANUEL, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable, España, Universidad Politécnica de Madrid, 2012

¹⁰ GARCÍA; MAZA, 1998

Este desprendimiento de las partículas del suelo es estimado como pérdida del suelo fértil, que es un suelo productivo tanto para la vegetación natural en general como para los fines agrícolas. El sedimento se transporta desde las partes más altas tales como laderas o montañas, hasta llegar a las partes más bajas como laderas o embalses, estos sedimentos incluso pueden llegar a los océanos producto del transporte realizado por los ríos.

Esta pérdida de los suelos se los lleva a cabo en tres etapas:

- Por desprendimiento o erosión del suelo;
- Por transporte; y,
- Por depositación

La erosión del suelo o remoción del material sólido se debe principalmente a la precipitación, como se indica en la figura anterior, éste desprendimiento a su vez se clasifica en:

- Laminar;
- En microcanales;
- En cárcavas; y,
- En canales

Laminar.- El desprendimiento o erosión laminar no es sino que la remoción de una pequeña capa delgada y uniforme de suelo, que se da por el impacto de las gotas producidas en las precipitaciones, produciéndose energía cinética debido a su masa y a la velocidad, desprendiendo así sus partículas, estas quedan sueltas por un instante cuando son salpicadas, y luego retornan para ser posteriormente arrastradas. También si la infiltración propia del suelo es mayor que la intensidad de las lluvias precipitadas, el agua es absorbida con mucha facilidad por lo que las partículas del suelo que se separan, quedarán almacenadas a una cierta profundidad, esto depende esencialmente de la energía cinética de las gotas de lluvia y también de la pendiente longitudinal y transversal del terreno, si se da el

proceso contrario, en que la capacidad de infiltración del suelo menor que la intensidad de las lluvias, ésta se acumulará en la superficie para posteriormente comenzar a escurrir, originando un flujo superficial, que es el que arrastra las partículas disgregadas, dependiendo también de las características físicas y químicas del suelo, y de la magnitud del flujo.

La erosión laminar sólo aporta material muy fino, y será transportado por los cuerpos de agua como ríos, riachuelos, vertientes en forma de carga de lavado hasta depositarse en la cuenca o llegar a un embalse.

En microcanales.- Cuando ya se ha producido el flujo superficial, el deslizamiento del suelo o escurrimiento origina en el mismo una erosión, esto debido a la fricción que crean las gotas de agua, y que son arrastradas directamente sobre el suelo, es así como se forman los microcanales que tienen características irregulares, que se dan según la topografía y de la capa vegetal predominante del terreno; los microcanales pueden simplemente desaparecer entre una precipitación y otra, pues dependen también de la intensidad de las lluvias y de la dirección con la que caen, en la que pueden aportar sedimento de manera considerable.

En cárcavas.- Cuando los microcanales arrastran sedimento en cantidades importantes que se producen por la fricción entre sus partículas, las cuales van desde dimensiones muy pequeñas hasta grandes barrancos, es cuando se produce la erosión en cárcavas. Éstas tienen un crecimiento particular, lo hacen de forma constante y hacia arriba, lo que provoca los deslizamientos en las laderas, y por ende, la pérdida muy acelerada del suelo soportante. A diferencia de la erosión laminar, esta aporta con material grueso.

En canales.- La erosión en los canales se produce cuando el flujo proveniente de las cárcavas es de características definidas, y además escurre por los cauces de manera que su trayectoria es ya establecida. La fricción que realizan las partículas en el fondo y paredes de los cauces de las cárcavas produce erosión en cantidades significativas. En éste tipo de

erosión, el aporte de los sedimentos dependerá de la capacidad erosiva de la corriente, la pendiente propia del cauce y por último de la resistencia del material a ser arrastrado.

- **Fuentes artificiales**

Las fuentes artificiales que pueden presentar los sedimentos pueden ser: destrucción de la vegetación, las obras de ingeniería, la explotación de minas y de canteras, y, los desechos urbanos e industriales.

Dentro de la ingeniería hidráulica el origen de los sedimentos puede dividirse en:

- Sedimentos que se originan en la superficie de la cuenca,
- Sedimentos provenientes del fondo y orillas de los ríos,
- Sedimentos que provienen de los desechos.¹¹

2.5.2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SEDIMENTOS

Las características físicas que definen a los procesos de suspensión, transporte y posterior depósito del sedimento, dependen no solamente de las condiciones del flujo, sino que también lo hacen en función de las propiedades del sedimento, por tal motivo se hace necesario realizar dicho estudio.

Varios autores recomiendan realizar una clasificación de las propiedades de las partículas, con el objeto de facilitar la identificación de éstas, la cual divide a los sedimentos en partículas cohesivas y no cohesivas, granular o friccionante, las partículas cohesivas se hallan adheridas las unas con las otras, lo que ocasiona resistencia adicional para su transporte, dicho proceso es conocido como fuerza de cohesión, dentro de estos materiales se puede

¹¹ MORENO ÁVALOS, VÍCTOR, Optimización de la Succión de Sólidos Sumergidos Utilizando Bombas Centrífugas con Velocidad Variable, España, Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Ingeniería Civil, 2012

mentar a las arcillas y a los limos; mientras que las partículas no cohesivas carecen de dicha fuerza de cohesión, y mientras son arrastrados la única fuerza que genera la resistencia al movimiento es sólo el peso propio.

Las propiedades de las partículas en un lecho cualquiera que posee más importancia dentro de la hidráulica fluvial son: tamaño, forma, ángulo de reposo, densidad, peso específico, y la velocidad de sedimentación.

2.5.2.1. TAMAÑO DE LA PARTÍCULA

El tamaño de una partícula de sedimento es la característica más importante, de ahí que ciertos estudios que son relacionados con los procesos de transporte de sedimentos, ésta es la única propiedad que se toma en consideración para la caracterización de la partícula de sedimento, y con mayor razón si tanto la forma, la densidad, y la distribución granulométrica son muy semejantes, de ahí que puede considerarse que la variación del tamaño de la partícula define la variación comportamiento del cuerpo del sedimento.

Para categorizar el tamaño de una partícula se utiliza frecuentemente el criterio del diámetro de éstas, puesto que las partículas en su gran mayoría son de forma muy irregular, se han determinado varios diámetros (diámetro nominal, diámetro de sedimentación, diámetro de tamiz o cribado, diámetro medio ponderado, diámetro medio aritmético), que dependen de las dimensiones que se calculen y también del procedimiento empleado para determinarlos.

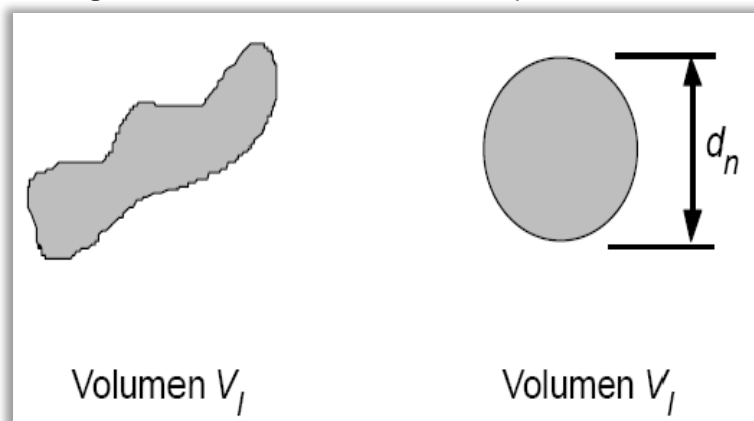
- **Diámetro nominal (Dn).**- Este diámetro corresponde a una esfera de igual volumen que partícula en medición.

$$D_n = \left(\frac{6 * V}{\pi} \right)^{1/3} ; (m) \quad (2.11)$$

Donde:

\forall = volumen de la partícula, en m^3 .

Figura 2.17. Diámetro nominal de las partículas

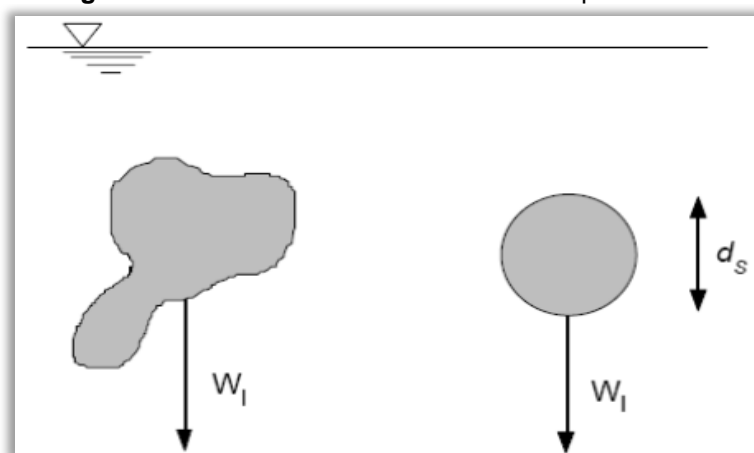


Fuente: ROCHA FELICES, ARTURO 1998

Para la determinación de éste parámetro comúnmente se utilizan el diámetro del tamizado o el diámetro de sedimentación, tomando en consideración que usualmente las arenas se miden por su diámetro de tamizado, mientras que los limos y las arcillas se determinan por su diámetro de sedimentación.

- **Diámetro de sedimentación (D_w).**- Se define como el diámetro de una esfera de la misma densidad que la partícula, que cae con la misma velocidad terminal uniforme en el mismo fluido y a la misma temperatura.

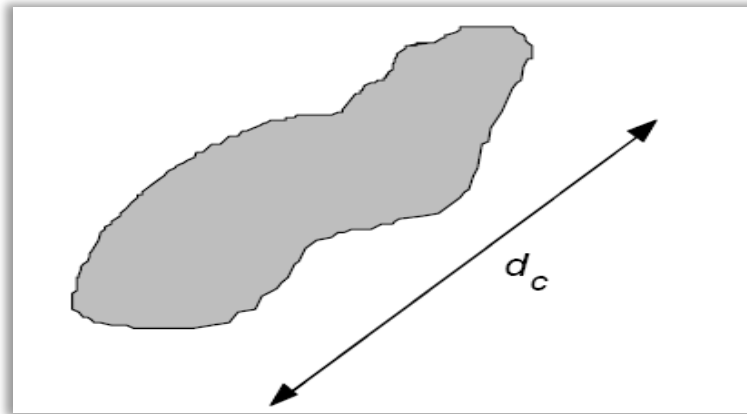
Figura 2.18. Diámetro de sedimentación de partículas



Fuente: ROCHA FELICES, ARTURO 1998

- **Diámetro del tamiz o cribado (Di).**- Se define como la apertura mínima de una malla de tamiz a través del cual pasa la partícula en una determinada distribución granulométrica.

Figura 2.19. Diámetro de cribado de partículas



Fuente: ROCHA FELICES, ARTURO 1998

La forma más popular de identificar el tamaño del sedimento se lo hace según la proporción que puede estar dada en peso o en volumen en el que se encuentra la muestra, pudiendo ser directamente en el lecho o estar en suspensión, por ejemplo, $D_{50} = 0.273 \text{ mm}$, la expresión significa que el 50 % del peso de la muestra tiene un tamaño menor que 0.273 mm, en general:

D_j = diámetro tal que el j por ciento de la muestra del estudio en peso, tiene partículas menores que D_j , dentro de la hidráulica fluvial los diámetros característicos más usados se obtienen de la curva granulométrica, estos son: D_{16} , D_{50} , D_{84} , D_m .

- **Diámetro medio ponderado (Dm).**- Es considerado como la medida de la tendencia central.

$$D_m = \frac{\sum (D_i * P_i)}{\sum P_i} ; (m) \quad (2.12)$$

Donde:

D_m = diámetro medio de la muestra, en m

D_i = diámetro medio de cada tamaño de clase o fracción, en m

P_i = peso del material retenido en cada malla, en kg

$D_i = (D_{imax} + D_{imin}) / 2$ diámetro medio aritmético, en m

$D_i = (D_{imax} + D_{imin}) * 0.5$ diámetro medio geométrico, en m

$D_{i\ max}, D_{i\ min}$ = valores extremos de cada clase, en m

- **Diámetro medio aritmético (D_{50}).**- Correspondiente al diámetro del material promedio en peso; es decir, el tamaño del material en las abscisas de la curva granulométrica que corresponde al 50 % en las ordenadas, dicho de otra manera el D_{50} es el diámetro de la muestra, en donde el 50 % de la muestra en peso tiene partículas menores que D_{50} . Sólo para distribuciones simétricas. $D_m = D_{50}$.

La aproximación más común se logra con: $D_m \cong 1.25 D_{50}$

La tabla que se indica a continuación, presenta la clasificación de los sedimentos según su tamaño, comenzando por piedras, cantos, grava, arena, limo hasta llegar a las más pequeñas que son las arcillas.

Tabla 2.5. Clasificación de los sedimentos por tamaño según la American Geophysical Union

Grupo	Clase	Tamaño (mm)		
Piedras (guijarros)	Muy grande	2,048	a	4,096
	Grande	1,024	a	2,048
	Mediana	512	a	1,024
	Pequeña	256	a	512
Cantos (cascajo)	Grande	128	a	256
	Pequeña	64	a	128
Grava	Muy gruesa	32	a	64
	Gruesa	16	a	32
	Mediana	8	a	16
	Fina	4	a	8
	Muy fina	2	a	4
Arena	Muy gruesa	1.000	a	2.000
	Gruesa	0.500	a	1.000
	Mediana	0.250	a	0.500
	Fina	0.125	a	0.250
	Muy fina	0.062	a	0.125
Limo	Gruesa	0.031	a	0.062
	Mediana	0.016	a	0.031
	Fina	0.008	a	0.016
	Muy fina	0.004	a	0.008
Arcilla	Gruesa	0.002	a	0.004
	Mediana	0.001	a	0.002
	Fina	0.0005	a	0.001
	Muy fina	0.00024	a	0.0005

Fuente: GARCÍA, M; MAZA, A, 1998

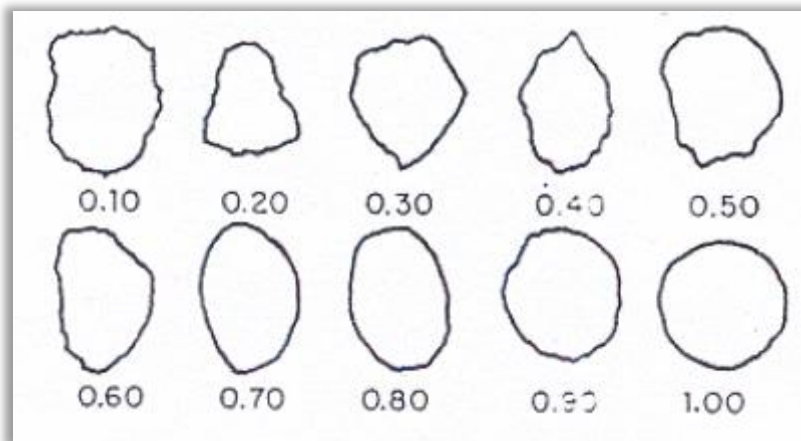
2.5.2.2. FORMA DE LA PARTÍCULA

La forma es una característica que determina el modo del movimiento propio de la partícula, así por ejemplo los granos de forma aplanada, en el lecho natural, difícilmente se moverán por rotación, pero si se desplazarán de manera muy fácil o, fortuitamente pueden saltar. Habitualmente se define a través de la redondez, la esfericidad y el factor de forma.

- **Redondez.-** Es la relación existente entre el radio promedio de las aristas y esquinas de la partícula y el radio de la circunferencia

inscrita en la máxima área proyectada de la partícula. Se la considera la redondez como la característica más importante dentro de los estudios de abrasión.

Figura 2.20. Índice de redondez de la partícula



Fuente: ROCHA FELICES, ARTURO 1998

El desgaste que experimenta la partícula, ocasionado por el golpeteo, la abrasión y la rodadura, perfila y redondea todo su contorno. La redondez indica entonces, el deterioro que ha sufrido la partícula al viajar. Por tanto, las partículas angulosas indicarán que éstas casi no han experimentado desgaste o que han viajado relativamente poco.

- **Esfericidad.-** Se define por la relación existente entre el área superficial de una esfera de un volumen equivalente al de la partícula y área superficial de la partícula, se la determina con:

$$\Omega = \sqrt[3]{\frac{c}{b} \left(\frac{b}{a}\right)^2} = \sqrt[3]{\frac{b * c}{a^2}} \quad (2.13)$$

Donde:

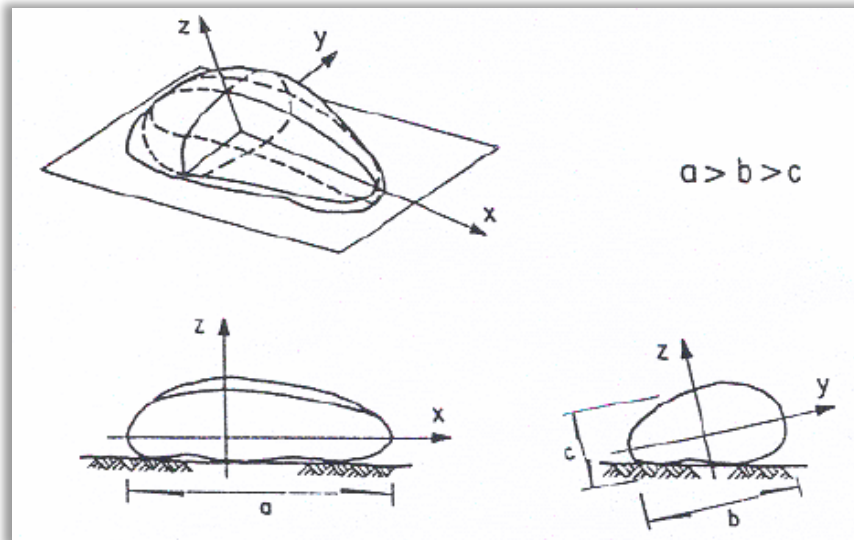
Ω = esfericidad

a = arista más larga, en m

b = arista de longitud intermedia, en m

c = arista más corta, en m. La esfericidad juega un papel importante en la determinación de la velocidad de caída, y depende también de la composición mineral de la partícula. Los parámetros a , b y c son las dimensiones triaxiales de la partícula.

Figura 2.21. Dimensiones triaxiales de una partícula



Fuente: http://mct.dgf.uchile.cl/AREAS/sed_mod10.pdf

En teoría, la redondez y la esfericidad son totalmente independientes, y no están supeditadas al tamaño de la partícula, a pesar de esto, en el caso de materiales aluviales, la práctica ha demostrado lo contrario, pues en los ríos la redondez de las partículas crece al aumentar la esfericidad, y ambas se incrementan a medida que se agranda el tamaño del sedimento, por ejemplo, una arena de río, puede contener granos redondeados más gruesos y otros angulosos más finos.

- **Factor de forma.-** Se identifica con las siglas FF o SF, y esta se define con la siguiente ecuación:

$$FF = \frac{c}{\sqrt{a * b}} \quad (2.14)$$

Esta ecuación fue definida por Corey, mientras que Wadell definió el grado de esfericidad como:

$$FF = \frac{V_p}{V_c} \quad (2.15)$$

En donde V_p es el volumen de la partícula y V_c es el volumen de una esfera menor que la circunscribe, también existen otras expresiones para determinar el grado de esfericidad de la partícula, y están en función de las dimensiones triaxiales de las mismas.

Así Wentworth, Wadell y Cailleux definen también el índice de planidad que es una medida de cuanto más aplanada es una partícula, a mayor índice, la partícula se considera más aplanada, éste índice de partículas naturales varía de 1.05 a 10, y está definida por la siguiente expresión:

$$i_p = \frac{a + b}{2c} \quad (2.16)$$

A pesar de la importancia de la forma que posee la partícula, en muy pocas ecuaciones o en métodos para estimar el transporte de sedimentos en la capa de fondo, se consideran estos parámetros para evaluar el arrastre.

Por su parte, Markwick definió los módulos o índices de grosor (i_g) y de largura (i_l), dadas en función de sus dimensiones triaxiales, y están dadas por:

$$i_g = \frac{c}{b} \quad (2.17)$$

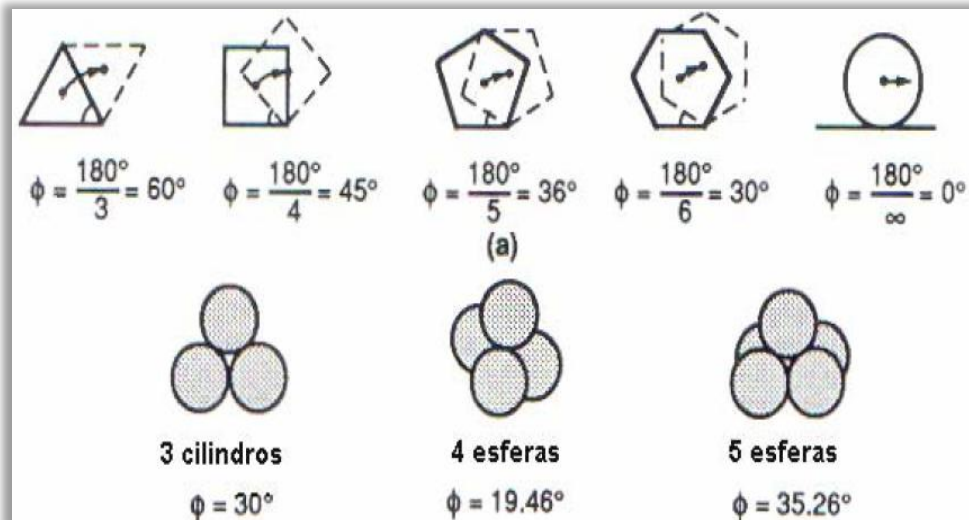
$$i_l = \frac{a}{b} \quad (2.18)$$

Markwick determinó que si $c/b < 0.6$ la partícula es de poco espesor respecto a su ancho, mientras que si $a/b > 0.8$, la partícula es más larga que ancha, es decir, su apariencia es alargada.

2.5.2.3. ÁNGULO DE REPOSO

Este parámetro depende principalmente de la forma que posea la partícula.

Figura 2.22. Ángulo de reposo de una partícula



Fuente: CARRERA AGUIRRE, JORGE, Implementación del modelo matemático HEC-RAS para estudio de procesos de flujo en el proyecto hidroeléctrico Minas San Francisco, Facultad de Ingeniería, Universidad de Cuenca, Ecuador, 2013

2.5.2.4. DENSIDAD

Para una partícula sólida, se define la densidad como la relación existente entre la masa que posee la partícula y su volumen.

$$\rho_s = \frac{M}{V} \quad (2.19)$$

Donde:

ρ_s = densidad de la partícula, medida en: SI (kg/m^3)

M = masa, medida en Kg

V = volumen, en m^3

SI = sistema internacional de unidades

2.5.2.5. PESO ESPECÍFICO

El peso específico (γ_s), de la partícula depende de la composición mineralógica del material sólido originado durante la erosión de las cuencas, además es muy frecuente la presencia de materiales cuarzosos, cuyo peso específico es de 2.65 t/m³.

Se define como la relación que existe entre el peso de la partícula y su volumen, o también al producto de la densidad y la aceleración de la gravedad.

$$\gamma_s = \frac{P}{V} ; \gamma_s = g \rho_s \quad (2.20)$$

γ_s = peso específico de la partícula, en N/m³

P = peso de la partícula, en kg

V = volumen de la partícula, en m³

g = aceleración de la gravedad, en m/s²

ρ_s = densidad de la partícula, en kg/m³

Se denomina peso específico relativo γ_s / γ a la relación existente entre el peso específico de los sedimentos y el peso específico del agua.

Se denomina peso específico del material sólido sumergido a la expresión $\gamma_s - \gamma$, así el peso específico relativo del material sólido sumergido a la relación:

$$\Delta = \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \quad (2.21)$$

el peso específico del agua cargada de sedimento es:

$$\gamma_{mezcla} = \frac{\gamma * \gamma_s}{\gamma_s - c (\gamma_s - \gamma)} \quad (2.22)$$

c es la concentración en peso (en forma de fracción) del material sólido en suspensión.

Tabla 2.6. Rango de valores de peso específico de partículas sólidas

MATERIAL	γ_s [N/m ³] SI	γ_s [kg/m ³] ST
Piedras y guijarros	18.000 a 28.000	1.800 a 2.800
Gravas	21.000 a 24.000	2.100 a 2.400
Arenas	26.000 a 27.000	2.600 a 2.700

Fuente: MAZA, J, 1987

Por lo general las arenas que encontramos en los lechos de los ríos están conformadas por partículas de cuarzo, y por ende los valores característicos de densidad y peso específico son los que se muestran a continuación:

Tabla 2.7. Valores usuales de densidad y peso específico para arenas

PARÁMETRO	SI	ST
ρ_s	2650 kg/m ³	270 kg. S ² /m ⁴
γ_s	26000 N/m ³	2650 kg /m ³

Fuente: MAZA, J, 1987

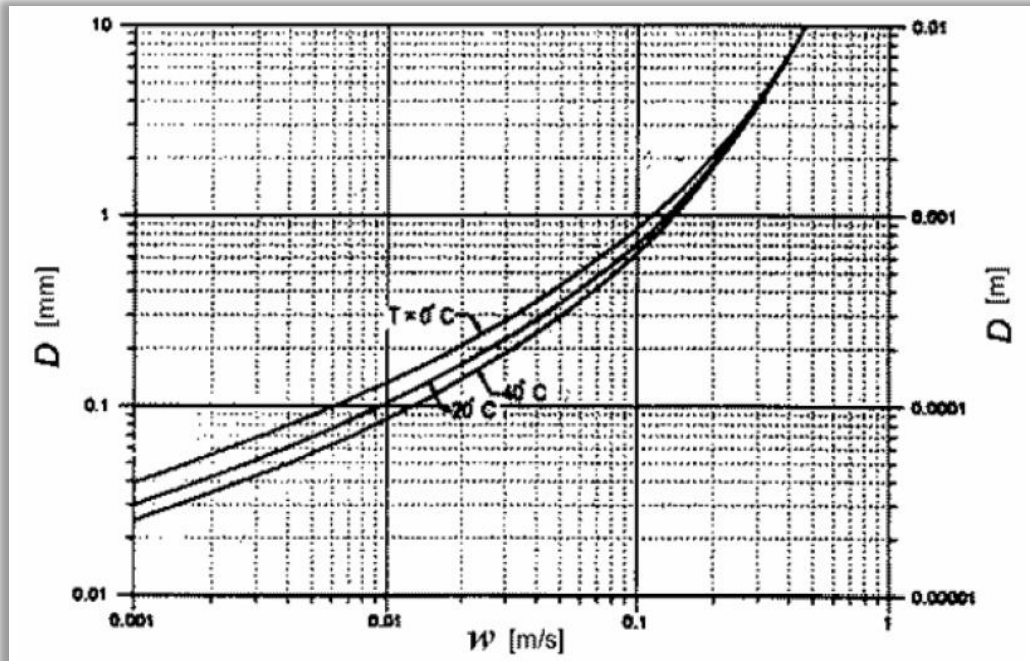
2.5.2.6. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN DE LA PARTÍCULA

La velocidad de sedimentación o caída es la velocidad con la que cae una determinada partícula sólida (sedimento) en una masa fluida ilimitada y que se mantiene en reposo.

La velocidad final que alcanza la partícula es la velocidad de equilibrio, en donde la sumatoria de las fuerzas gravitacional, flotación y de arrastre se igualan a cero, es decir, al caer una partícula dentro de un líquido en reposo, su peso sumergido tiende a equilibrarse con la fuerza que se opone a su caída, o sea con la fuerza de empuje que el agua ejerce sobre la partícula, y es donde se da inicio a la caída con velocidad uniforme.

La velocidad de caída juega un papel muy importante para el estudio de transporte en suspensión y saltación, y constituye una medida secundaria cuando se desea determinar el transporte existente en la capa de fondo; para determinar esta velocidad se debe tomar en cuenta el peso, la forma, el tamaño de la partícula, la temperatura, y la densidad del agua.

Figura 2.23. Valores de la velocidad de caída en función del diámetro de la partícula y la temperatura



Fuente: GARCÍA F; MAZA A, 1998

Para determinar la velocidad de la caída de las partículas naturales, se utiliza la expresión propuesta por Rubey:

$$w = \left[\frac{2}{3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) gD + \frac{36 \nu^2}{D^2} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{6 \nu}{D} \quad (2.23)$$

Donde:

w = velocidad de caída o de sedimentación, en m/s

γ_s = peso específico de la partícula, en N/m^3

γ = peso específico del agua, en N/m^3

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2

ν = viscosidad cinemática, en m^2/s para agua a 18°C es igual a $(1.057 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s})$

D = diámetro característico, en m

Los sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas que difieren entre sí en tamaño y en forma principalmente.

Una partícula aislada sujeta a la acción de un flujo tiene un comportamiento tal que difiere de aquel que presenta cuando está siendo parte de un conjunto, de ahí que para entender la dinámica de los sedimentos, por tal motivo es necesario conocer las propiedades concernientes a un conjunto grande de partículas, entre las que podemos citar las siguientes:

- Distribución granulométrica y,
- Peso volumétrico.

Las partículas finas cuando se hallan en estado de suspensión, pueden permanecer en este estado cierto tiempo y, para determinar su comportamiento se debe conocer:

- La concentración de las partículas en suspensión,
- La viscosidad de un líquido con material en suspensión y,
- El peso específico del líquido con el material en suspensión.

La concentración se entiende como la cantidad de partículas contenidas en el seno de un líquido, y se lo puede calcular comparando pesos y volúmenes.

La concentración en peso relaciona el peso seco de los sedimentos con el volumen total de la muestra, esta se expresa en partes por millón, y para el agua equivale a $1 \text{ ppm} = 10^{-6} \text{ t/m}^3$, mientras que la concentración en volumen relaciona el volumen de los sólidos que existen en la muestra y su volumen total.

2.6. TRANSPORTE DE LOS SEDIMENTOS

Cuando las condiciones de flujo y, si además las propiedades de los materiales lo permiten; superan el comienzo o umbral de arrastre, es entonces que la corriente es capaz de provocar el transporte generalizado del sedimento en el lecho de agua.

El transporte puede darse por rodamiento o deslizamiento sobre el fondo del cauce, también a manera de saltos dentro del flujo y, de forma suspendida o soportado por el flujo a lo largo del tiempo en el que es transportado. El transporte del sedimento puede también darse por la combinación de las anteriores.

Las arenas, gravas y rocas de tamaño considerable, que por lo general son sedimentos que generalmente ruedan, se deslizan o avanzan a saltos valiéndose como elemento de apoyo el fondo, estos a su vez conforman lo que se denomina carga de fondo o carga de lecho. Así también, las partículas de material existente en el fondo, que viajan suspendidas por la corriente es denominada carga de fondo en suspensión, que en adición con el material fino menor a 0.062 mm, tales como limos y arcillas son arrastradas por el escurrimiento pluvial al cauce en forma de material o carga de lavado, conformando la carga en suspensión.

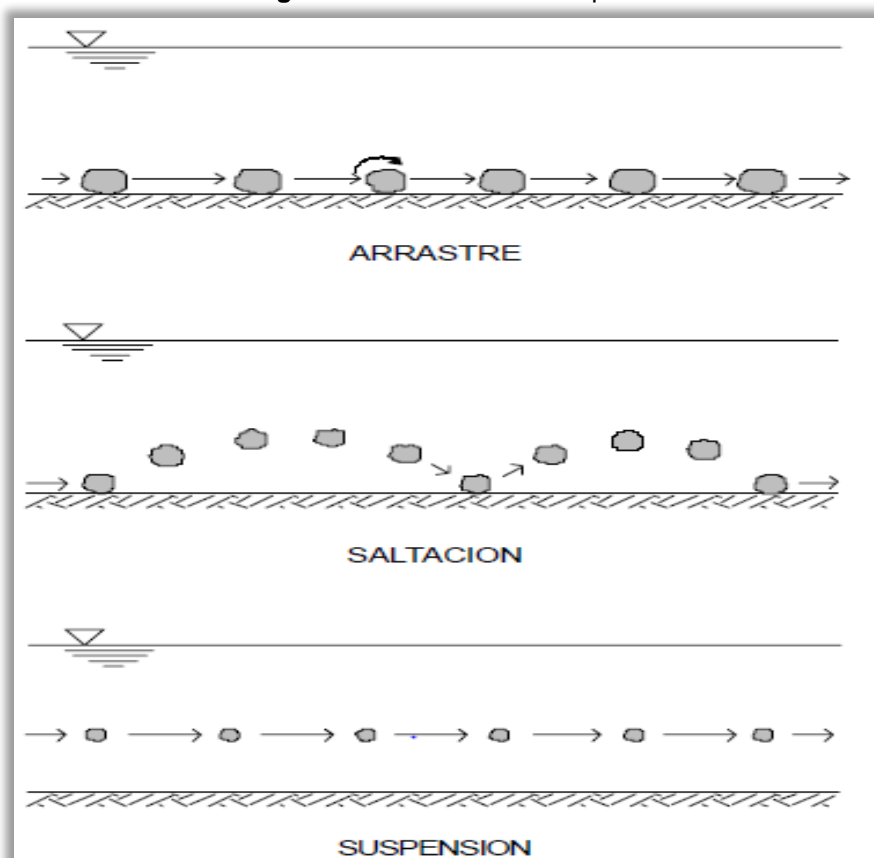
El autor Pérez, E indica que la sedimentación de las partículas en suspensión del río tiende a presentarse en la desembocadura, mientras que la de los materiales de fondo tiende a ocurrir en el cauce.

- Transporte de sedimentos de fondo.- Está conformado por las partículas más gruesas, y éstas varían entre limo, arena gruesa y grava, estos son transportados muy cerca o dentro de las capas superiores del fondo del cauce. El flujo de sedimentos de la carga de fondo depende exclusivamente de las velocidades que el flujo presenta en el cauce y, también de la fuerza de arrastre, que es el

producto del peso específico del agua, la profundidad y la pendiente natural del río.

- Sedimentos en suspensión.- Son las partículas que van de arena fina a material coloidal y son transportadas por la corriente del río debido a un mecanismo turbulento. Estas partículas tienden a depositarse cuando las velocidades de río disminuyen y como resultado de una cuña de agua en la desembocadura. La sedimentación de la materia en suspensión puede verse afectada por: descarga de agua dulce, transporte de sedimentos por efecto del oleaje, las corrientes de marea y las litorales, y la recirculación del material cuando se producen avenidas significativas.¹²

Figura 2.24. Modos de transporte



Fuente: ROCHA FELICES, ARTURO, Introducción a la Hidráulica Fluvial, Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 1998

¹² PÉREZ, E, 2004

Tomando en cuenta el punto de vista de la práctica en ingeniería, un factor de interés a determinar es la tasa de transporte de sedimento, medida en volumen por unidad de tiempo o peso seco por unidad de tiempo, que atraviesa una determinada sección transversal del cauce, asociada a una condición hidráulica dada. Esta tasa, denominada también gasto sólido, permite realizar balances sedimentológicos en tramos del cauce para analizar un gran número de problemas de importancia práctica, tales como identificar zonas con tendencia a la erosión o depositación, estimar tasas de reposición de sedimentos para la explotación de áridos, estimar la vida útil de un embalse, etc.¹³

La descripción matemática del modo en que se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida es sumamente compleja; cualquier modelo que pretenda describir el movimiento de las partículas tiene que ser obligatoriamente el producto de una profunda esquematización. El flujo real es tridimensional, mientras que el flujo ideal, que corresponde a fórmulas empleadas, es bidimensional, como lo veremos más adelante en las ecuaciones para el aporte de sedimentos, esta diferencia, más otros factores, hacen que frecuentemente se presenten diferencias notables entre lo teórico y lo realmente observado.

No existe una proporción definida, en el que se represente tanto la cantidad de material sólido transportado en suspensión y la fracción que es transportada por el fondo. Esta distinción entre el material de suspensión y de fondo, sólo puede realizarse en función de la velocidad de la corriente en un momento dado, generalmente el gasto sólido en suspensión es mayor que el que se encuentra en el fondo.

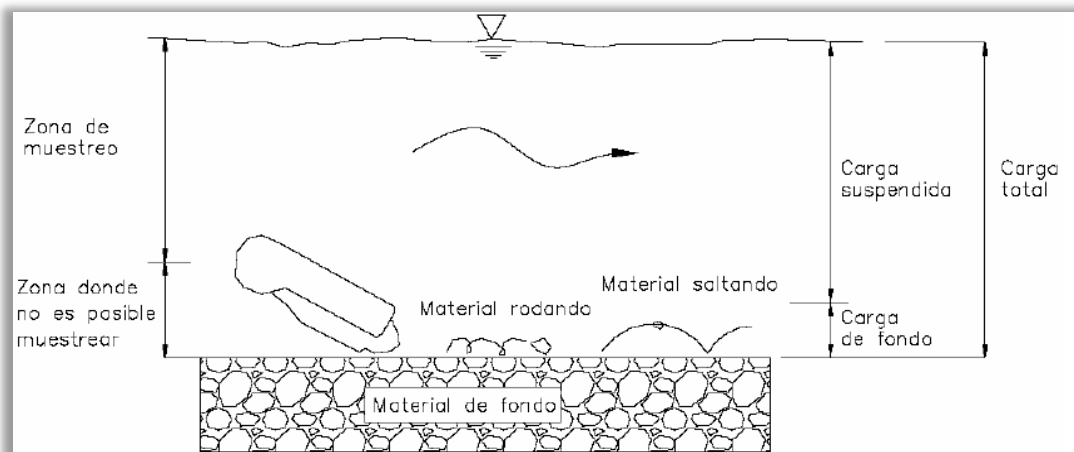
Una de las formas para clasificar el transporte de sedimentos y así facilitar la obtención de datos para poder realizar la interpretación de los resultados, se resume en la tabla que se muestra a continuación:

¹³ CARRERA AGUIRRE, JORGE, Implementación del Modelo Matemático HEC-RAS Para el Estudio de Procesos de Flujo en el Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco, Ecuador, Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, 2013

Tabla 2.8. Clasificación del transporte de sedimentos

Tipo de transporte	Descripción
Transporte en la capa de fondo	Material del fondo del cauce que rueda, salta o es arrastrado por la corriente dentro de la capa de fondo.
Transporte de fondo en suspensión	Material del fondo del cauce que es transportado en suspensión debido a la velocidad y turbulencia de la corriente.
Transporte total de fondo	Material de fondo transportado por la corriente tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión.
Transporte de lavado	Material generalmente fino (limo y arcillas) transportado en suspensión, el cual es originado en la superficie de la cuenca al ser erosionada por las gotas y el escurrimiento de la lluvia.
Transporte en suspensión	Es constituido por el material de fondo, así como por material de lavado arrastrado de la cuenca por el escurrimiento, los cuales son transportados en suspensión debido a la turbulencia de la corriente y su reducción de peso.
Transporte total	El total del material que es transportado por el río, considera las diferentes fuentes del material y las diferentes formas de transporte.

Figura 2.25. Representación del transporte de sedimentos



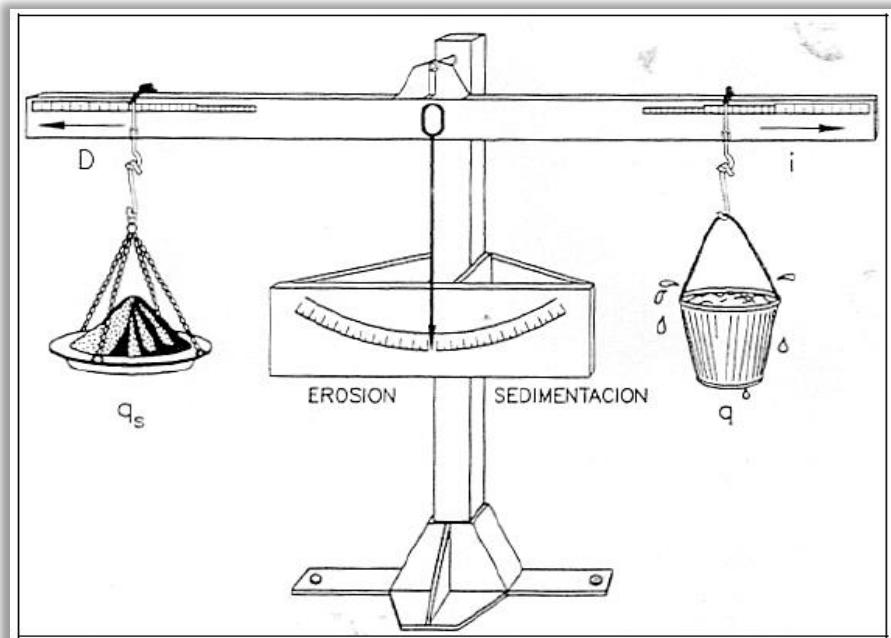
Fuente: MORENO ÁVALOS, VICTOR, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable, España, Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Ingeniería Civil, 2012. (Tabla 2.7 y Figura 2.24)

El fondo de un cauce está en equilibrio en presencia de transporte de sedimento cuando las partículas que erosionan son las mismas que

sedimentan, de forma que el fondo no modifica su cota. Al tratarse de un equilibrio móvil también se pueden considerar ciclos de manera que al cerrarse un ciclo no haya ni exceso ni falta de sedimento y el fondo se pueda considerar en equilibrio.

Una herramienta muy sencilla para entender cualitativamente, aunque con limitaciones, el fenómeno de equilibrio de fondo es la Balanza de Lane (1955), que propone una relación entre cuantas variables: el caudal líquido unitario q , el caudal sólido unitario de fondo q_s , la pendiente i y el tamaño del sedimento D .

Figura 2.26. Analogía de la balanza de Lane (1955)



Fuente: GUTIÉRREZ, TUXTLA, Curso Básico de Hidráulica Fluvial, México, Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de Ingenieros de Montes, 2011

La balanza de Lane permite establecer el comportamiento de un río si se varían sus condiciones de equilibrio natural de manera que, una variación en el peso (caudales unitarios líquido o sólido) o una variación en el brazo de palanca, pendiente o tamaño de la partícula, conducirá a un desequilibrio erosivo de sedimentación.

Para cada problema concreto se ha de valorar que parámetros de la balanza han provocado el desequilibrio y cuáles se pueden reajustar para devolver la

posición vertical de equilibrio. Cuando los caudales líquido y sólido de un río no están equilibradas se tendrá un exceso de transporte de fondo (“sobrealimentación”) o un defecto (“subalimentación”), y por eso se producirá una sedimentación o erosión respectivamente. Así siempre que se da un desequilibrio de caudales el fondo evoluciona hacia una nueva situación de equilibrio variando su pendiente hasta conseguir una nueva pendiente de equilibrio. Un ejemplo de esto sería un desequilibrio en el que se tiene mucha agua y pocos sólidos, entonces se da una erosión del fondo que bascula hasta alcanzar una pendiente menor. Por último se indica que el equilibrio también depende del tamaño del sedimento, porque para un mismo caudal líquido y sólido la pendiente de equilibrio será más alta en la medida que el sedimento sea más grueso.

Para el caso de muchos ríos es interesante señalar el sentido que toma la pendiente de fondo ante un desequilibrio. Esta es la variable que asume la función de restablecer el equilibrio, que se traduce en los basculamientos que se dan en el fondo de un río.¹⁴

2.7. FORMAS EN QUE DEPOSITA EL SEDIMENTO EN UN EMBALSE

Sí un curso natural de agua es obstruido, el flujo experimentará una notable disminución en la velocidad, lo que provoca que los sedimentos que están siendo transportados empiecen a depositarse.

Toda la carga de fondo y las partículas que están en estado de suspensión son depositadas rápidamente, formando así depósitos en forma de deltas (que se describirá más adelante), mientras que los sedimentos finos cuya velocidad de caída es mucho menor son depositados hasta el interior del embalse.

En los embalses en donde los niveles varían o bien permanecen vacíos durante ciertos periodos, los sedimentos sólo pueden compactarse debido a

¹⁴ GARCÍA PEÑA, ABRAHAM, Hidráulica fluvial, Morfología Fluvial, Erosión y Transporte Sólido, Máster en Ingeniería Medioambiental y Gestión del Agua

las variaciones de la humedad y en otros casos puede ser erosionado por la acción del agua al bajar su nivel, la cual modifica la pendiente natural del cauce.

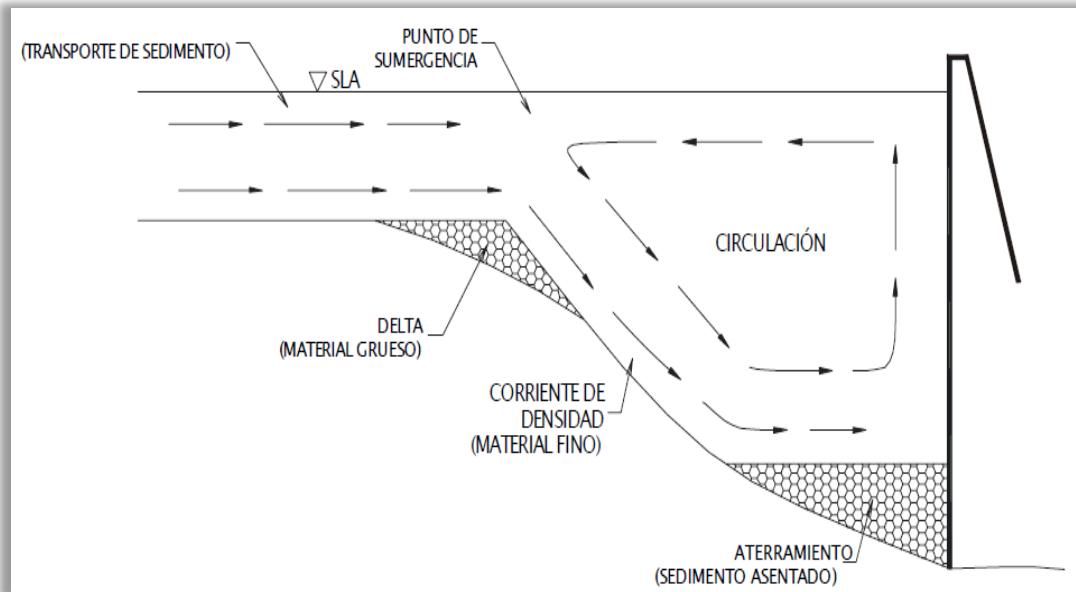
Estos sedimentos que son transportados dentro del embalse hacia las zonas en donde permanecerán, lo hacen siguiendo alguno de los procesos siguientes que se describen a continuación:

- Transporte de material grueso en forma de carga de fondo a lo largo de la zona alta del delta,
- Transporte de material fino en forma de corrientes de densidad y,
- Transporte de finos en forma de corrientes no estratificadas.

El depósito de los sedimentos en un embalse, se distribuirá de forma clasificada que depende de la granulometría característica del sedimento y también de la velocidad del flujo principalmente, de forma tal que los sedimentos más gruesos se asientan en la entrada, que es lo que comúnmente se conoce como delta, y los más finos al final del embalse.

Para el caso de los embalses artificiales, en cambio, los sedimentos más finos se depositan en el fondo y a lo largo de todo el embalse que se denomina corriente de densidad, al colisionar dicha corriente contra la cortina que forma el embalse se pueden dar dos casos: el primero corresponde al asentamiento de los sedimentos finos en forma de aterramiento (los más pesados) y, el segundo corresponde a una recirculación ascendente (los más ligeros) que serán transportados de regresión hasta llegar a un punto en el cual se encuentre la corriente principal a la entrada del cauce, denominado punto de sumergencia, dando lugar así a un ciclo que permitirá la redistribución clasificada de los sedimentos dentro del embalse, como se muestra a continuación:

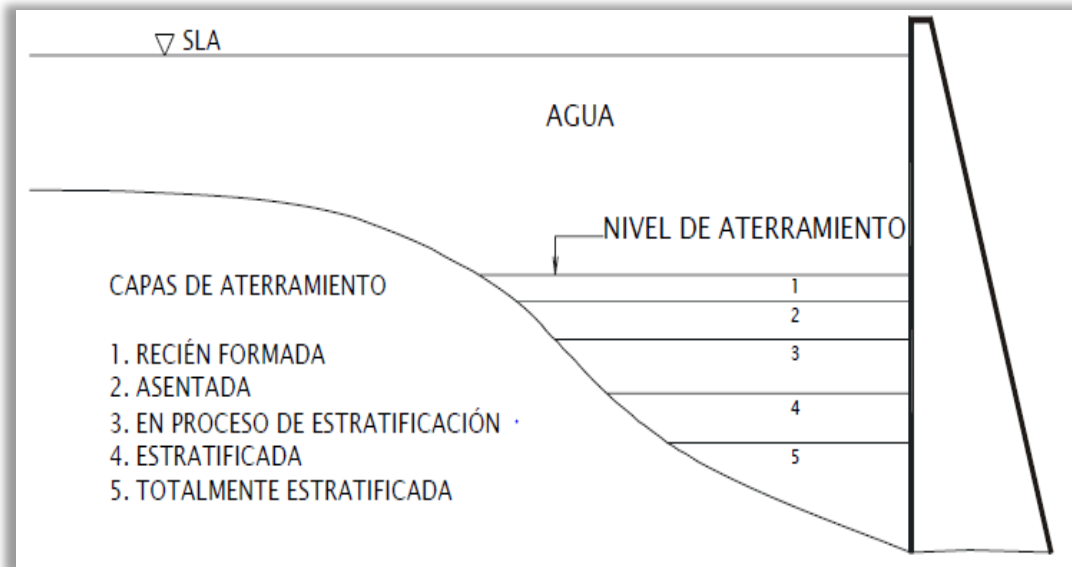
Figura 2.27. Proceso de depositación de sedimentos en un embalse artificial



Fuente: MORENO ÁVALOS, VICTOR, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable, España, Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Ingeniería Civil, 2012.

La intensidad de las precipitaciones, así como también su regularidad, influyen directamente en el volumen de sedimentos ya asentado sobre el lecho del embalse (aterramiento), o sea, se incrementa en época de avenidas y se vuelve mínima o puede ser nula cuando es época de estiaje, este fenómeno responde a un proceso cíclico que se presenta año a año, lo que produce un incremento en el nivel de aterramiento. Cuando han concluido la época de avenidas, dicho aterramiento se va ir asentando de forma paulatina en el lecho del embalse durante la época de estiaje, y que durante la época siguiente de avenidas se volverá a depositar un nuevo volumen de aterramiento sobre el existente, lo cual da lugar a formas de depósito por capas, lo cual provoca que la capa de aterramiento superior esté comprimiendo a la inferior, dando lugar a la estratificación que se produce por el peso de la nueva capa de aterramiento, y además por la presión que el fluido ejerce sobre ellas.

Figura 2.28. Proceso de asentamiento del aterramiento en el lecho de un embalse, que depende directamente de la composición físico-químico de los sedimentos



Fuente: MORENO ÁVALOS, VICTOR, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable, España, Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Ingeniería Civil, 2012.

La fase sólida que representa los sedimentos asentados en el lecho del embalse, principalmente se encuentra formada por productos de la intemperización - erosión de los minerales que ésta contiene, y también por el material orgánico transportado.

Los espesores de los estratos pueden estimarse en función de la velocidad de depósito de los sólidos en el embalse o cuerpo de agua en estudio. Además pueden ser transportados verticalmente hacia el fondo del cauce, debido a la sedimentación de las partículas y/o material suspendido al que se encuentran ligados.

La velocidad de sedimentación aumenta proporcionalmente con el tamaño de las partículas, algunos valores típicos son del orden de 1 m/día para las arcillas y de 100 m/día aproximadamente, para los limos y las arenas.

Para evaluar los volúmenes de aterramiento se requiere estudios batimétricos que consiste en analizar con mayor precisión la profundidad del cauce, con preferencia antes de que comience la época de lluvias, y así

poder determinar por medio de diferencia de niveles el volumen de aterramiento almacenado durante un determinado lapso de tiempo.

2.7.1. ZONAS DE AGUAS MUERTAS

En las corrientes naturales de agua, la presencia de estructuras de retención de la misma, da formación a zonas en donde la descarga del flujo se vuelve muy baja. Estas áreas de depósito son conocidas comúnmente como zonas de aguas muertas, y es exclusivamente el lugar en donde se encuentran las velocidades más bajas dentro de todo el cuerpo de agua, este sector del embalse funciona como una trampa de sedimentos en donde se acumulan grandes cantidades de sedimentos, que por lo general son sólidos en estado de suspensión.

2.7.2. DISTRIBUCIÓN DEL SEDIMENTO DENTRO DE UN EMBALSE (ZONAS DE DEPÓSITO)

Uno de los aspectos más importantes desde el punto de vista práctico dentro del estudio de la sedimentación, es poder determinar con cierta exactitud la ubicación que ocupará el sedimento dentro del cuerpo del embalse, así como determinar sus diferentes formas de evolución a lo largo del tiempo.

Establecer la ubicación del sedimento dentro del embalse permitirá definir las zonas del vaso en donde se tendrá una disminución de su capacidad o volumen útil, y por lo tanto se podrá prever la magnitud del daño que han provocado los sedimentos.

La manera en que se distribuye el material sólido en un embalse depende fundamentalmente del tipo de sedimento que está ingresando al mismo, de las características del vaso, las políticas de operación y de las características de las precipitaciones predominantes del sector, tomando en consideración que el aporte de sedimento en el embalse está en función de la pendiente con que entre al mismo, pues generalmente en embalses con bajas pendientes, el depósito de los sedimentos va a ocurrir en la entrada

del vaso, mientras que en aquellos en donde la pendiente es mucho más pronunciada, el depósito de ésta ocurrirá cerca de la cortina, se puede cuantificar también este volumen mediante el uso de aforos en la corriente a la entrada del almacenamiento empleando criterios de predicción.

Los principales criterios para determinar la ubicación del sedimento en un embalse son de tipo empírico, y de ellos los más empleados son el de área-reducción, área incremento y el método trigonométrico.¹⁵

2.7.2.1. MÉTODO ÁREA-REDUCCIÓN

Es un método empírico que fue desarrollado por W.M. Borland y C.R. Miller en el año de 1960 con base en medidas de 30 embalses con capacidades oscilantes entre 1.36 Hm³ a 38547 Hm³ con revisión posterior en 1962. Éste método considera en su estructura que la distribución del sedimento que ingresa al embalse depende de:

- La operación del cuerpo de agua,
- La textura y tamaño del sedimento,
- La forma del embalse y,
- El volumen de sedimento depositado en el embalse

El procedimiento para la aplicación del método es el siguiente:

1. Debe de clasificarse al embalse en uno de los cuatro tipos propuestos, siendo:
 - I, embalse tipo lago
 - II, embalse tipo planicie de inundación, o pie de montaña
 - III, embalse tipo de colina y,
 - IV embalse tipo cañada.

¹⁵ SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil.

Luego se grafica en papel logarítmico la curva elevaciones capacidades del embalse, generalmente se obtiene una recta, de la que podemos obtener su pendiente, al que se la denomina con la letra M, dicho valor permite dar la clasificación al embalse en la descripción anterior, así:

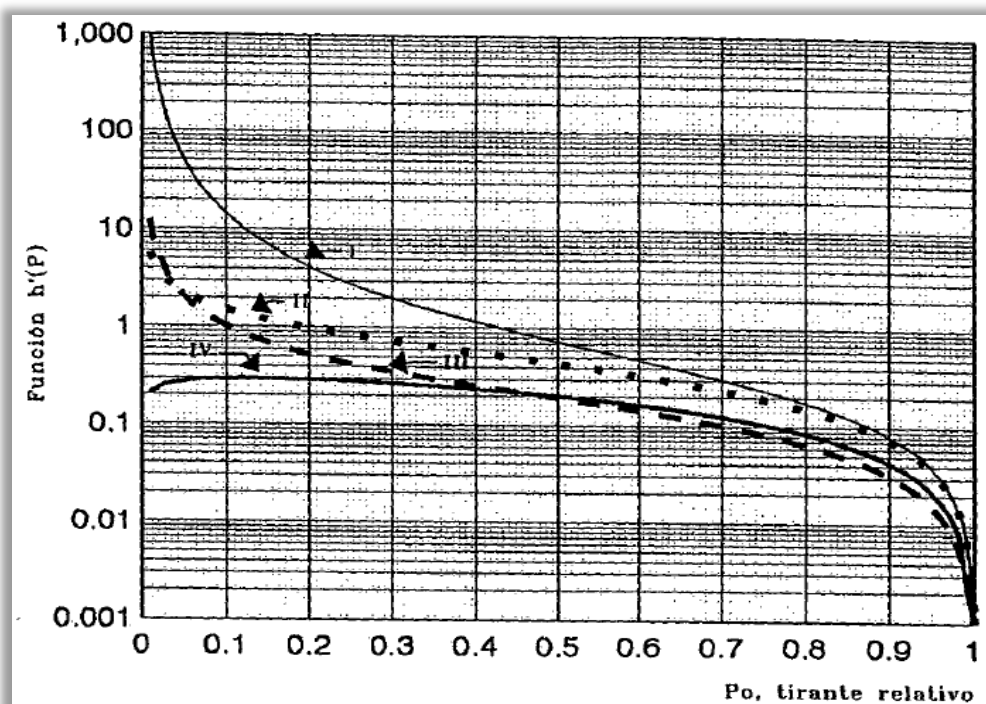
Valor de M:

- 3.5 – 4.5, embalse tipo I
- 2.5 – 3.5, embalse tipo II
- 1.5 – 2.5, embalse tipo III
- 1.0 – 1.5, embalse tipo IV

Pueden darse casos en el que el tipo de operación del embalse puede cambiar la clasificación de éste, por ejemplo; si un embalse ya ha sido clasificado como tipo III, pero recibe predominantemente sedimentos arcillosos o si el embalse tiene frecuentes y severas disminuciones de su nivel, debe ser clasificado tipo IV, pues la mayor parte de los sedimentos se depositarán cerca de la cortina del embalse, como los embalses tipo cañada.

2. Luego se calcula la elevación del piso del embalse.- La elevación del piso del embalse es la elevación que caracteriza al mismo, y se calcula con la figura 2.28:

Figura 2.29. Función $h'(P)$ y tirantes relativos Po



Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil.

Se procede a llenar la siguiente tabla:

Tabla 2.9. Forma de cálculo para determinar la elevación del piso de un embalse

Elevación (m)	Profundidad (m)	P (m/m)	Capacidad (m ³)	S-C (m ³)	AREA (m ³)	H*A (m ³)	h*(p) (m ³ /m ³)
1	2	3	4	5	6	7	8
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: SÁNCHEZ BLUM, ENRIQUE, 2013

En donde:

H = NAMO (nivel de aguas máximo de operación) Elevación mínima.

S = volumen de sedimentos, en m³

C = capacidad del vaso una cierta elevación

COLUMNA 1.- Se elegirán varias elevaciones del nivel de agua dentro del embalse (m).

COLUMNA 2.- Las profundidades se calculan, restando cada una de las elevaciones anteriores de la elevación mínima del embalse.

COLUMNA 3.- P es conocida como la profundidad relativa, y se obtienen dividiendo cada valor de la columna 2 para H.

COLUMNA 4.- Es la capacidad del vaso, respectivo para cada elevación de la columna 1.

COLUMNA 5.- La diferencia (S-C) se calcula entre el volumen total de sedimentos (S) que entrará al vaso en el período que se realiza el estudio y los valores de la columna 4.

COLUMNA 6.- Son las áreas del vaso para las elevaciones de la columna 1.

COLUMNA 7.- Es el producto de H por la columna 6.

COLUMNA 8.- Estos valores se calculan como:

$$h = (P) = \frac{S - C}{H * A} = \frac{\text{columna 5}}{\text{columna 7}} \quad (2.24)$$

Las columnas 3 y 8 se grafican en la figura 2.28. El punto en donde esta curva corte a la correspondiente a la del tipo en que se clasificó al embalse, indicará el valor de Po correspondiente al piso del embalse, y este permitirá calcular el valor de Yo, así:

$$Y_o = P_o * H \quad (2.25)$$

Así el nuevo fondo será:

$$\text{Elevación (Y)} = \text{Elevación mínima} + Y_o \quad (2.26)$$

3. Se procede a calcular la distribución de sedimentos en el vaso.
Empleando la fórmula de cálculo de la siguiente tabla:

Tabla 2.10. Cálculo de la distribución de sedimentos

1er tanteo (K_1)							
Elev (m)	Prof (m)	Área orig. (m ²)	Capac orig. (m ³)	P (m ³)	Área rel. (a) (m ²)	área (m ²)	volumen (m ³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7a)	(8a)
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

$\Sigma =$ _____

$K_1 =$ _____

2do. tanteo (K_2)			RESULTADOS	
área (m ²)	volumen (m ³)	volumen acum. (m ³)	áreas (m ²)	volúmenes (m ³)
(7b)	(8b)	(9)	(10)	(11)
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

$\Sigma =$ _____

$K_2 =$ _____

Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil.

COLUMNA 1.- Son seleccionadas las elevaciones a ser analizadas, en donde se recomienda que se consideren las alturas de la cortina y que una de ellas sea la que corresponda al nivel (Y_0) que los sedimentos alcanzará.

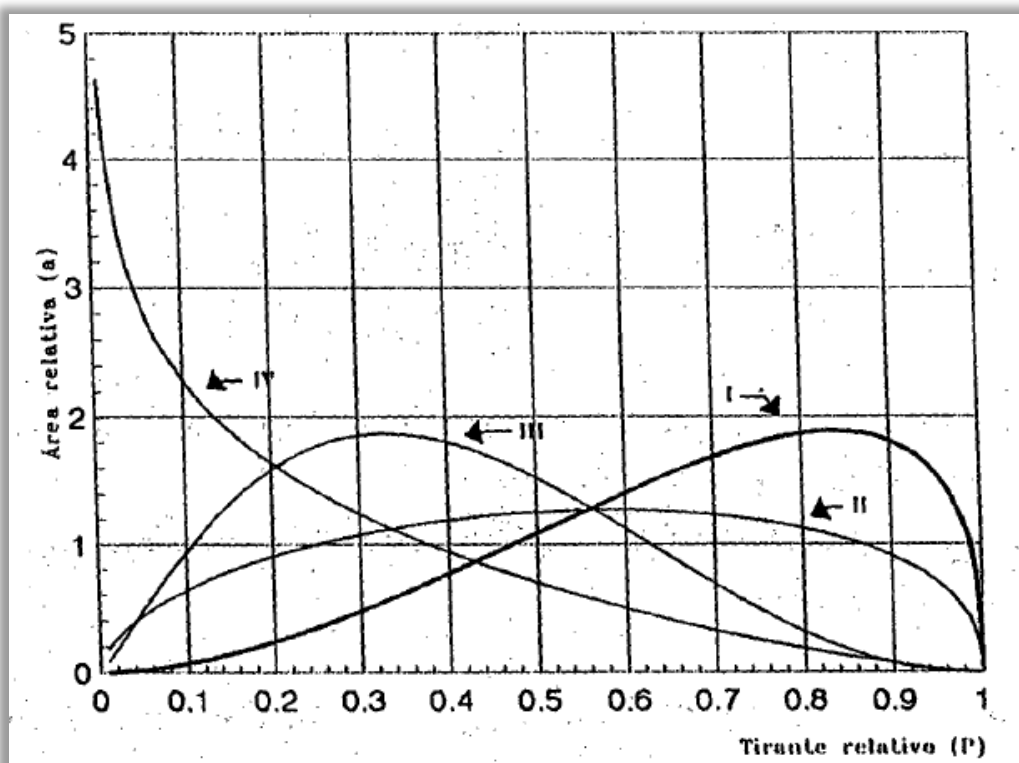
COLUMNA 2.- Se determinan las profundidades de cada elevación de la columna 1, como diferencia de dicha columna y la cota mínima del embalse.

COLUMNA 3 y 4.- Son datos correspondientes a las áreas y capacidades para las elevaciones de la columna 1.

COLUMNA 5.- Se calculan los tirantes relativos P, dividiendo la columna 2 entre H.

COLUMNA 6.- Con los valores de la columna anterior, el tipo de embalse y la figura 2.29, se obtienen los valores de las áreas relativas (a). Conviene hacer notar que estas áreas y tirantes relativos de la tabla mencionada, fueron obtenidos de mediciones realizadas en distintos tipos de embalses, por lo que cada área relativa es aquella obtenida de la curva de diseño, asociada al tirante relativo dentro del embalse.

Figura: 230. Relación entre tirantes relativos P y áreas relativas (a)



Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil.

Para mayor aproximación para calcular (a) en función de (P), puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$a = C * P^m * (1 - P)^n \quad (2.27)$$

Para los valores de las constantes C, m y n se utiliza la tabla 2.11:

Tabla 2.11. Cálculo de la distribución de sedimentos final

Tipo de embalse	C	m	n
I	5.047	1.85	0.36
II	2.487	0.57	0.41
III	16.967	-1.15	2.32
IV	1.486	-0.25	1.34

Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil.

COLUMNA 7.- Para poder determinar esta columna, debe de calcularse primero el valor de la constante de proporcionalidad (K_1), el cual transforma áreas relativas en áreas reales, en donde pueden darse los siguientes valores para la constante K_1 :

- 0.59, cuando el transporte del material en contacto con el fondo en su mayoría es dado por rodamiento o deslizamiento,
- 0.64, si algo de material está en suspensión (saltación), y,
- 0.69, para material suspendido en su gran mayoría.

Si los valores difieren de la realidad del embalse, o se quiere mayor exactitud, puede determinarse la constante K_1 como el cociente del área real del vaso, a la elevación del piso, para el área relativa a dicha elevación. Así la columna 7 se realiza multiplicando K_1 por los valores de la columna 6.

$M3 m^3$

COLUMNA 8.- Los valores de los volúmenes de sedimento se calculan con:

$$V = \frac{(A_1 + A_2)D}{2} \quad (2.28)$$

Donde:

V = volumen del sedimento, en m^3

A_1 y A_2 son áreas del sedimento correspondiente a las elevaciones inicial y final de cada incremento entre elevaciones.

D es un incremento de elevación, que es calculado como la diferencia entre los valores de la columna 2, respectivamente.

El valor de la suma de la columna 8 debe ser semejante al valor del volumen de sedimentos que se acumulará en el vaso, si estos valores difieren en gran medida, debe de calcularse una segunda constante de proporcionalidad K_2 , así:

$$K_2 = K_1 \left(\frac{S}{S_1} \right) \quad (2.29)$$

En donde:

S = volumen de sedimentos que se acumulará en el vaso, en m^3

S_1 = valor obtenido de la sumatoria de la columna 8

Calculada esta K_2 se debe repetir nuevamente las columnas 7 y 8, este procedimiento iterativo debe seguirse hasta que los volúmenes S y S_1 sean aproximados.

COLUMNA 9.- Es el volumen acumulado de la columna 8 obtenida del último proceso iterativo.

COLUMNA 10.- Esta dada por la diferencia entre las columnas 3 y 7, de igual manera del último proceso.

COLUMNA 11.- Es la diferencia entre las columnas 9 y 4.

4. Con los valores obtenidos se trazan las nuevas curvas elevaciones – áreas y elevaciones – volúmenes.¹⁶

2.7.2.2. MÉTODO ÁREA INCREMENTO

Este método fue propuesto por Eugene A. Cristófano en el año de 1953, dada por la ecuación:

$$S = A_o(H - Y_o) + V_o \quad (2.30)$$

Donde:

S = representa el volumen total del sedimento que sería depositado y posteriormente distribuido por todo el vaso, en m³.

A_o = es el factor de corrección del área, y corresponde al área original del embalse a la nueva elevación, en m².

H = es la profundidad máxima del embalse, dada en m, y es la diferencia de elevaciones entre la original de fondo y el nivel de aguas normales.

Y_o = profundidad alcanzada por los sedimentos S, en m.

V_o = volumen de sedimentos depositados bajo la elevación Y_o, en m³.

El método de área incremento se fundamenta en la simulación de la pérdida de área, y por tanto de capacidad útil, según la elevación de los niveles de agua dentro del embalse en cantidades fijas, y luego valiéndose de sondeos para poder igualar el volumen perdido con el volumen de sedimentos que han sido aportados

Para su aplicación se requiere conocer:

1. Las elevaciones de la cota más baja del embalse y el nivel del agua a su capacidad normal, en m.

¹⁶ SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil

2. El volumen de sedimentos que se depositarán en el vaso a lo largo de un determinado número de años, en m^3 .
3. Las curvas elevaciones – áreas y elevaciones – volúmenes originales del vaso.

Se debe aplicar el siguiente procedimiento:

1. Se debe suponer un valor de Y_o , para de esta forma poder conseguir trazar las curvas de elevaciones – áreas – capacidades, A_o y V_o . Posteriormente estos valores se sustituyen en la ecuación 2.30 y obtener un valor de S , el cual deberá coincidir con el volumen de sedimentos que será acumulado, de darse diferencia entre los valores a comparar debe de proponerse otro valor de Y_o y se repite el cálculo hasta que estos valores se encuentren relativamente cercanos.

Los valores finales de Y_o , A_o y de V_o se tomarán para realizar los siguientes cálculos.

2. Se llenan los datos de la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 2.12. Método área - incremento

Elev (m)	Prof (m)	Área del vaso (m^3)	Capacidad del vaso (m^3)	A_o (m^2)	V (m^3)	Áreas (m^2)	Cap. (m^3)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil.

COLUMNA 1.- Las elevaciones que se desean estudiar son propuestas, en m. es recomendable un mínimo de diez, de forma tal que se cubra toda la altura de la presa.

COLUMNA 2.- La diferencia entre cada elevación del agua y la cota mínima del vaso, da lugar a las profundidades de cada elevación de la columna 1.

COLUMNA 3.- Se determinan las áreas que corresponden a las elevaciones seleccionadas.

COLUMNA 4.- Se obtienen las capacidades del vaso para las elevaciones seleccionadas.

COLUMNA 5.- Corresponde a un factor para la corrección de áreas. Para las elevaciones superiores a la dada por Y_0 deberá tomarse el valor correspondiente de A_0 del paso 1 y para las elevaciones menores se tomarán los valores correspondientes a los de la columna 3.

COLUMNA 6.- Son los correspondientes factores para la corrección de volúmenes para las elevaciones superiores a la dada por el valor Y_0 . Para determinar dichos factores se hace uso de la siguiente fórmula:

$$V = A_0 (h - Y_0) + V_0 \quad (2.31)$$

A_0 , V_0 y Y_0 son los valores determinados anteriormente en el paso 1, y h son los valores de la columna 2.

Si se tienen valores menores a la elevación dada por Y_0 se deberán tomar los valores correspondientes de la columna 4.

COLUMNA 7.- Representan las áreas nuevas, que resultan de la diferencia de las columnas 3 y 5.

COLUMNA 8.- Son las capacidades nuevas, y resultan de la diferencia de las columnas 4 y 6.

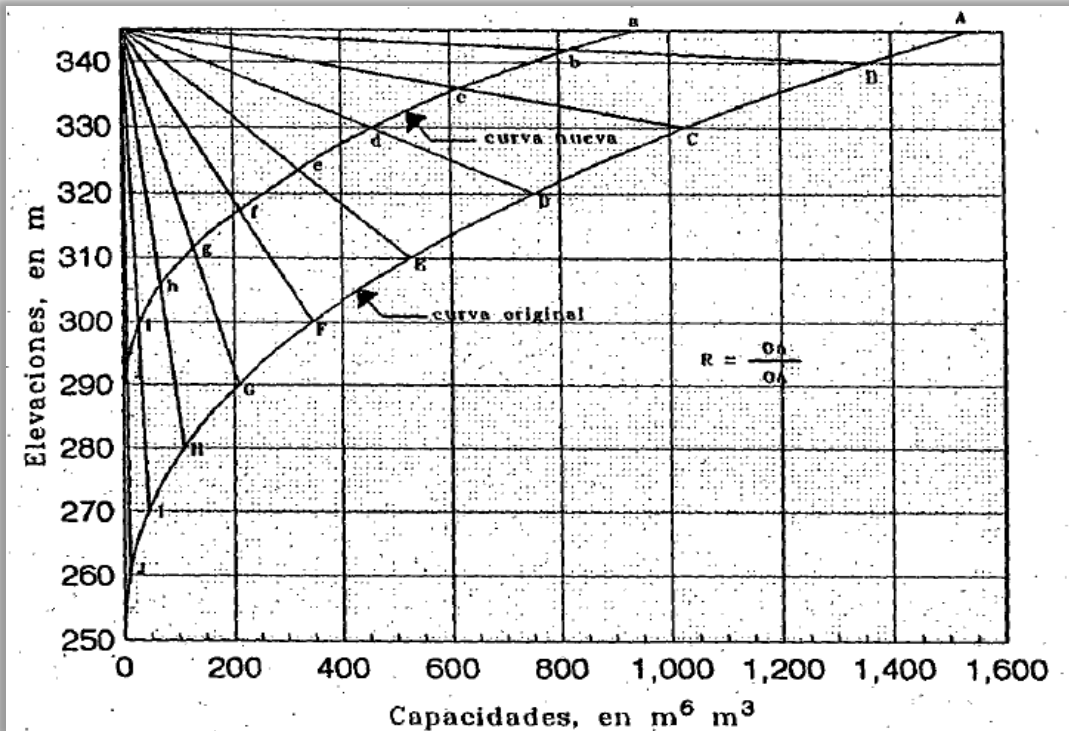
3. Con todos estos valores se procede a graficar los valores de las columnas 7 y 8, con los valores originales, para determinar las variaciones que ha producido como efecto el depósito.

2.7.2.3. MÉTODO TRIGONOMÉTRICO

El método consiste básicamente en repartir proporcionalmente todo el aporte del sedimento dentro del embalse, de la siguiente forma:

- Dada la curva elevaciones – capacidades iniciales del vaso, se trazan rectas de la elevación máxima a diferentes puntos de la curva elevaciones – capacidades (OA, OB, OC, ...), posteriormente, con la capacidad del embalse después de un cierto tiempo transcurrido en el que haya la sedimentación (Oa), se calcula ahora $R = Oa / OA$. A continuación se multiplican OA, OB, OC, ... por R, y se obtienen Oa, Ob, Oc, ... uniendo a, b, c, ..., etc, se obtiene la nueva curva elevaciones – capacidades, como se indica en la siguiente figura:

Figura: 2.31. Método trigonométrico



Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil.

2.7.2.4. FORMACIÓN DE DELTAS

El desarrollo de un delta es un problema de predicción muy difícil, y es debido a que las variables que intervienen para su formación tales como tamaño del sedimento, la cantidad del mismo, el tipo de operación que posea el embalse y las condiciones hidráulicas del tramo que entra directamente al embalse.

Se han desarrollado varios procedimientos para predecir la forma que tomarán los deltas, tales como los empíricos y los analíticos. Los empíricos son de utilidad cuando el delta a considerarse no tendrá mucha importancia, pero si el delta es de elevada consideración se recomienda el uso de los procedimientos analíticos.

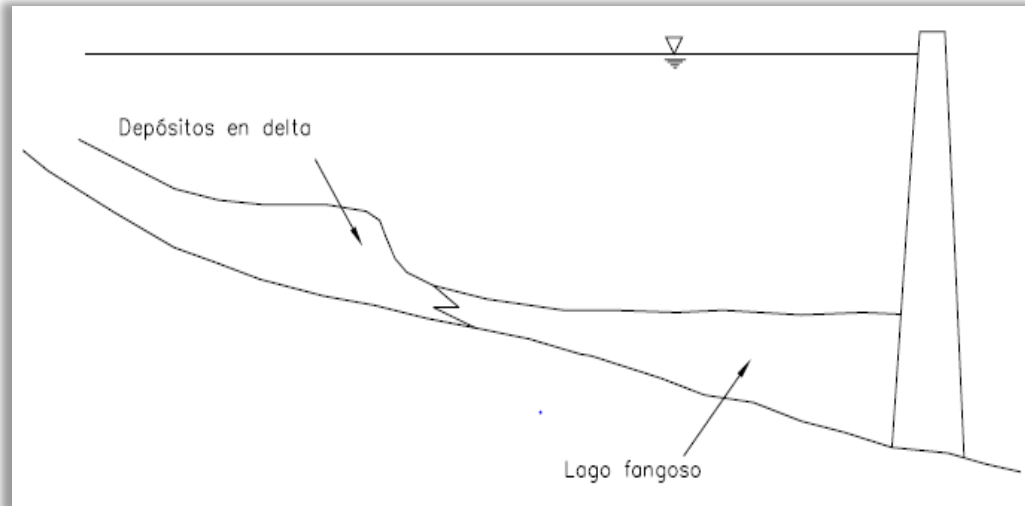
Existen muchos criterios para determinar la formación de los deltas, entre estos se encuentran los criterios empíricos de Borland, Pemberton y Harrison, siendo el más sencillo para su utilización el primero. También existen criterios de determinación analíticos que se han encargado de

simular la evolución del delta. En estos trabajos se ocupan de resolver las ecuaciones de continuidad, energía y transporte del material sólido, valiéndose de esquemas de diferencias finitas, pero que en la práctica se han observado que el problema de la formación de los deltas es mucho más complejo que dichas representaciones; el material cohesivo, la formación de múltiples deltas estacionales y el efecto transitorio de las avenidas son las variables que otorgan la complejidad al problema, y, esto asociado a la escasez de información de campo, en muchas ocasiones se limita el alcance de las simulaciones ejecutadas.

Los deltas por lo general longitudinalmente forman tres zonas:

- Un depósito de poca pendiente, el cual está conformado por la carga en suspensión formado por gravas y principalmente arenas, que han sido depositadas fluvialmente casi inmediatamente de forma horizontal, esto debido a la velocidad con la que son transportados, éste depósito es conocido con el nombre de topset.
- Un depósito que forma una pared o frente casi paralela a la cortina del embalse, con una pendiente muy pronunciada, y es conocido como la cara del delta o foreset, mismo que cuando se producen desprendimientos avanza de forma progresiva hacia las aguas más profundas del embalse, y es el punto de intersección entre las pendientes del topset y las del foreset, es en donde se produce el punto pivote del delta.
- Un depósito de fondo conformado por sedimentos finos como limos y arcillas.

Figura: 2.32. Esquema general de las zonas de depósito en delta en un embalse

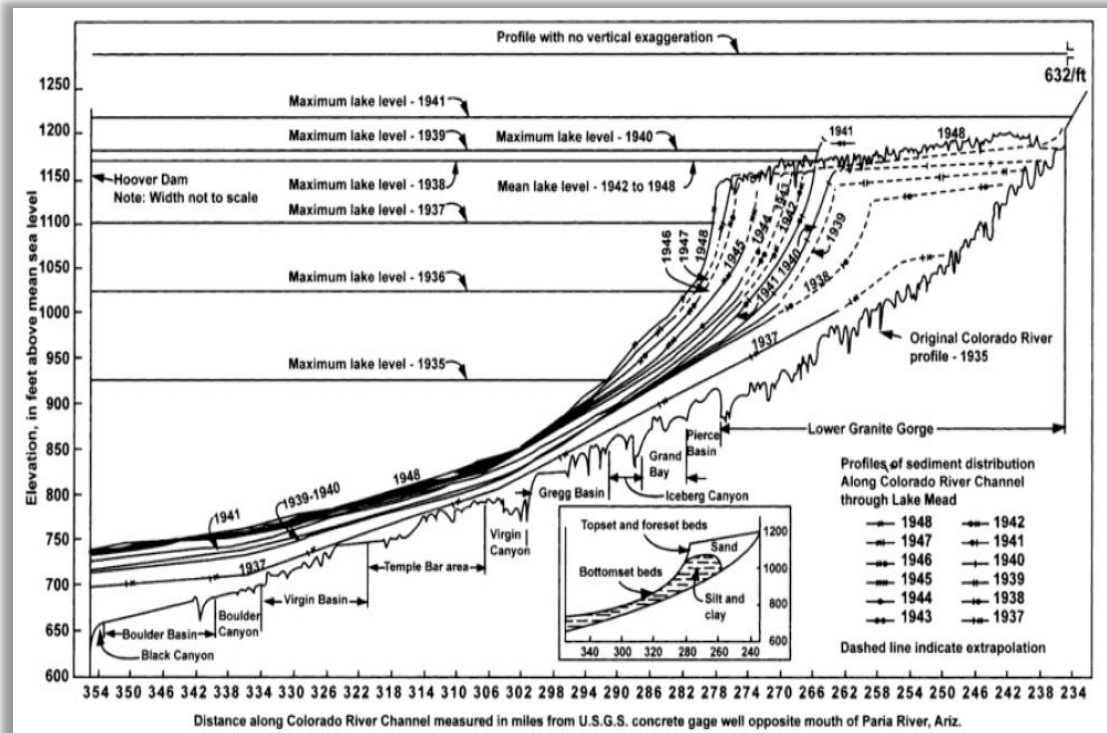


Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil.

A continuación se expone un esquema en donde se puede apreciar la historia de la sedimentación del lago Mead, el cual muestra la formación de deltas entre los años 1936 y 1948 (presa Hoover sobre el río Colorado en los Estados Unidos, en dicha figura se resalta el hecho de que la máxima pendiente del foreset es cercana a 1° , además la interfaz foreset – bottomset define claramente la frontera reinante del movimiento.

El bottomset representa la capa de los sedimentos que comienzan a asentarse, esta es producto del deslizamiento del depósito de foreset.

Figura: 2.33. Forma del delta fluvial en el lago Mead



Fuente: PEREA MESA, INÉS, Modelación del delta de sedimento en un embalse que presenta rápidas fluctuaciones de nivel, Colombia, Universidad Nacional de Colombia, 2013

La U.S Department of the Interior Bureau of Reclamation, en el 2006 propusieron dentro de los elementos que componen un delta, que. La localización del punto pivote depende principalmente de la operación del embalse y fundamentalmente de la pendiente del canal en la zona del delta.

García en el 2008, propone que el frente del delta o foreset avanza a una velocidad proporcional a la tasa de llegada de la carga de fondo al punto de pivote y, según Sánchez en 1996 que el delta se mueve hacia el interior del embalse según las características de las crecientes y la variación de los niveles en el vaso ya que este sedimento será “retrabajado” principalmente en niveles bajos del agua en el embalse y en crecientes importantes de sus afluentes.

Asimismo, existen propuestas para calcular la pendiente del topset las cuales se realizan en función de la pendiente de la corriente de agua, este criterio fue propuesto por Julien en el año 2010, a esto Sánchez en 1996

adiciona que la pendiente del foreset se estima en función de la pendiente del primero.

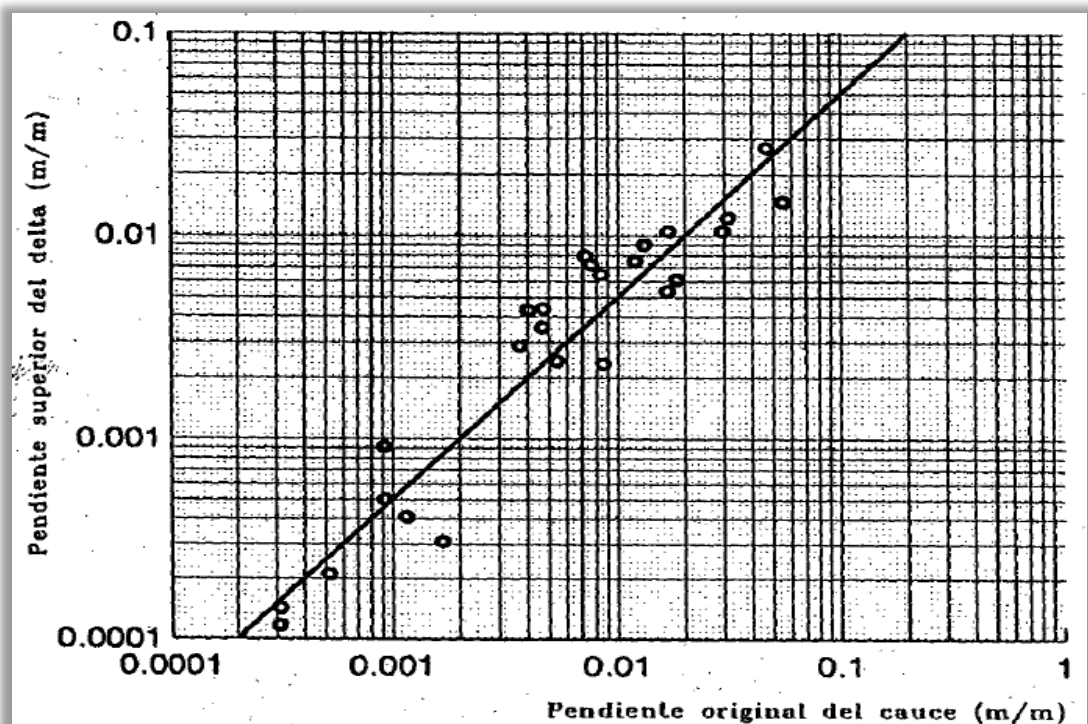
Otros autores como Morris y Fan en 1997, aclaran que estas relaciones son empíricas y que son muy inexactas, valiéndose de que los deltas fluviales conformados por materiales gruesos desarrollan pendientes muy diferentes que los deltas conformados por materiales finos, independientemente de la pendiente del cauce.

2.7.2.4.1. MÉTODO EMPÍRICO DE BORLAND

Para la aplicación del método se realizaron estudios en 27 embalses en los Estados Unidos, para lo cual debe de seguirse el procedimiento siguiente:

1. Se deben de determinar la pendiente superior del delta, aplicando los siguientes criterios:
 - Deben de emplearse los resultados de los 27 embalses que se muestra en la siguiente figura:

Figura: 2.34. Relación entre pendientes, en la formación de deltas



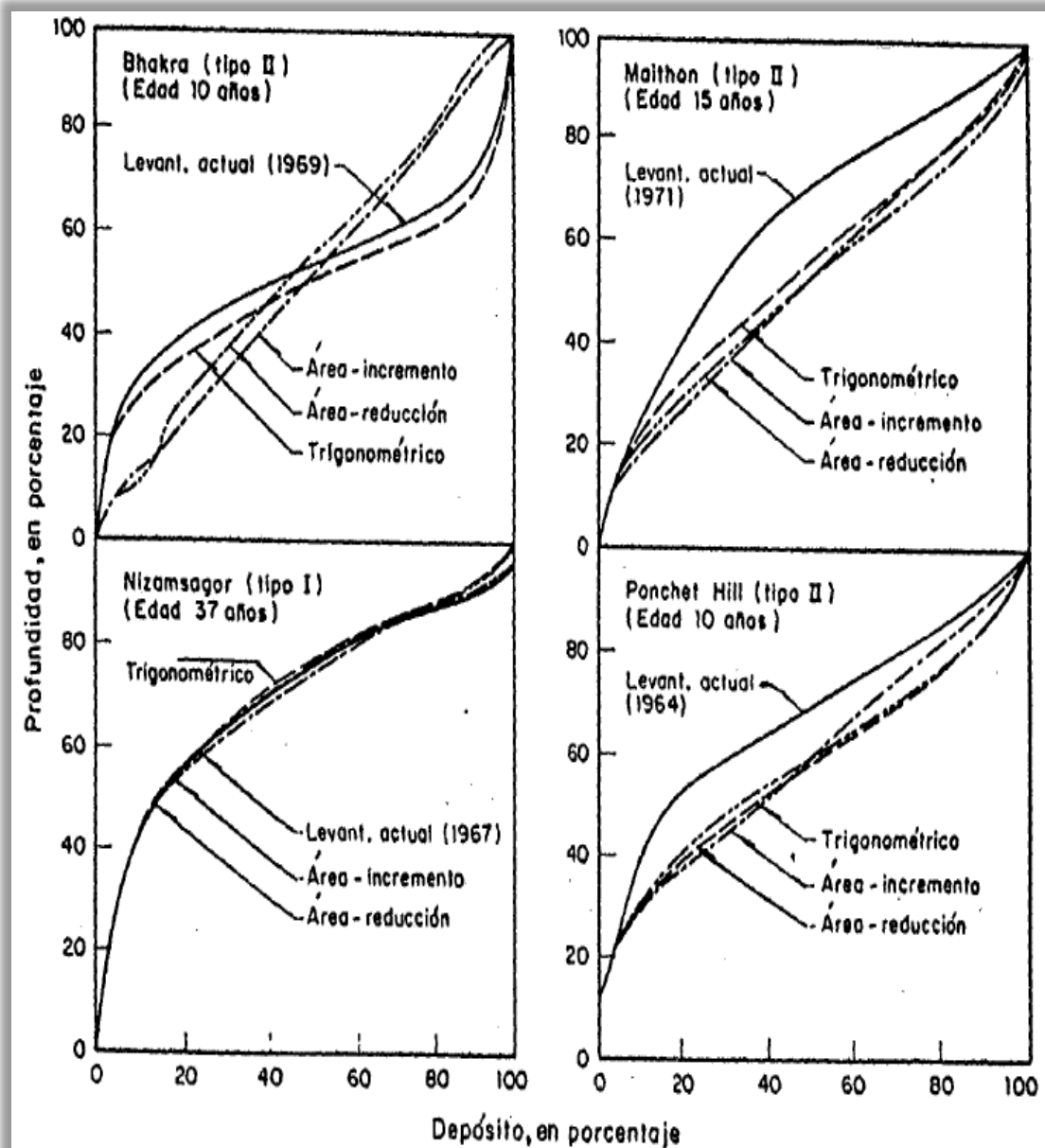
Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Sedimentación en embalses, México, UNAM

- Se aplican las fórmulas para calcular el transporte de fondo, tales como las de Meyer – Peter y Muller o la de Schoklitsch, para condiciones de transporte nulo.
 - Medir la pendiente superior en varios embalses similares al de estudio.
 - Como el 50% de la pendiente del cauce.
2. Se debe calcular la pendiente frontal del delta, y se la obtiene con el producto de la pendiente por una constante, que en mediciones de los embalses de los Estados Unidos, se obtiene un valor promedio de 6.5.
 3. Deberá ubicarse el límite aguas arriba del delta, el que por lo general se sitúa donde la elevación máxima del embalse corta al fondo original del cauce de agua.
 4. Luego se ubicará el punto pivote, que depende de la operación del embalse y también de las pendientes existentes en la zona del delta, se usará la evolución de la superficie normal de las aguas en el vaso, cuando el embalse es operado en este nivel la mayor parte del tiempo. Si, el embalse alcanza fluctuaciones constantes y el cauce entra al vaso por medio de un corte profundo, se usará entonces para determinar el punto pivote una elevación media de operación del embalses, o sea el 50% de su almacenamiento útil.
 5. Se procede a determinar la forma definitiva del delta por medio de sondeos, de forma tal que el volumen de diseño sea semejante o igual al volumen aportado por el transporte de fondo del río en un determinado período de diseño. De darse el caso de que dichos volúmenes no sean iguales o muy semejantes, se acepta el cambio de la pendiente frontal, pero si esta diferencia, si dicha diferencia es considerable se debe recorrer el punto pivote hacia adelante o atrás, según sea el caso, pero sin cambiar la elevación.

2.7.2.5. COMPARACIÓN DE MÉTODOS EMPÍRICOS

En la figura que se muestra a continuación puede observarse la comparación de los métodos anteriormente descritos, los cuales han sido elaborados en base a levantamientos ejecutados en varios modelos. Se puede observar que existe una notable diferencia entre los cálculos y las mediciones realizadas, lo que significa que los métodos empíricos no son totalmente confiables, esto significa que no se han tomado en cuenta otros factores y, que influyen dentro de la distribución del sedimento.

Figura: 2.35. Comparación de métodos empíricos



Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Sedimentación en embalses, México, UNAM

La representación gráfica expuesta, los resultados obtenidos y, lo mencionado anteriormente, refleja que existe la necesidad de complementar a los métodos empíricos, con procedimientos o métodos analíticos, los que permitirían determinar con mayor precisión cada fenómeno que se producen en los embalses, tal como la formación del delta y así también la evolución de las corrientes de densidad.

2.8. ATRAPAMIENTO Y COMPACTACIÓN CON EL MATERIAL SEDIMENTADO

Sin tomar en cuenta el grado de exactitud que tienen los métodos empíricos, se adicionan importantes aspectos que deben considerarse para su aplicación, estas variables son: la eficiencia de atrape que posee el embalse y también el efecto de la compactación de los sedimentos depositados dentro del vaso.

1. Atrapamiento, atrape o eficiencia de atrapamiento

Sólo una fracción del sedimento que ingresa a un embalse es depositado en su interior, puesto a que la otra fracción es evacuada por las estructuras de captación, también cuando se producen vertimientos de excesos y descarga de fondo; según Toniolo y Schultz en el año 2005, como Yang en el 2003, aseguran que la relación que existe entre la cantidad de sedimento depositado y el total de que ingresó al embalse, es conocido como eficiencia de atrapamiento y, está en función de la velocidad de caída de las partículas de sedimento, la morfología del embalse, la tasa del flujo a través del mismo y también de la posición de las estructuras de salida

Para su cálculo se utilizan los criterios empíricos expuestos por Brune, Brown, Churchill y Karaushev, siendo el más empleado el primero, donde se identifican los principales factores, estos son:

- a.** Las características del sedimento, donde se considera la velocidad de caída de las partículas, la forma y la viscosidad de la mezcla que se produce por el agua y el sedimento.
- b.** El tiempo de permanencia de los escurrimientos dentro del vaso, que depende fundamentalmente de la capacidad de almacenamiento del embalse y de la magnitud de las extracciones.
- c.** Los tipos de las obras para la toma, su tamaño y también la ubicación de estas obras poseen influencia preponderante en la posible extracción del material sólido, ya que en algunos casos se extraen significativas cantidades de sedimento en suspensión, sobre todo cuando estas son muy hondas.
- d.** Se adicionan además de los factores descritos otros tales como la forma del vaso, la política de la operación del embalse, los años que han prestado servicio y la formación posible de las corrientes de densidad.

Yang indica que la curva de Churchill es ideal para embalses pequeños y que se encuentren en zonas semi – áridas, mientras que la curva de Brune se recomienda para embalses con gran capacidad de almacenamiento, la misma que fue modificada por Jothiprakash y Garg en el 2008 que presentan una nueva ecuación de regresión con la finalidad de acoger a los sedimentos de mayores diámetros a los considerados en la idea original, originando así un mejor desempeño del método para dicho tipo de sedimentos.

Los autores Toniolo y Schultz en el 2005 propusieron modelos numéricos unidimensionales para evaluar la eficiencia de atrapamiento y la relación que tiene con la posición de las estructuras de salida, considerando la formación y la progresión del delta fluvial, así como también la existencia de corrientes de turbiedad y su llegada hasta la presa.

La densidad del material depositado en términos de la masa seca por unidad de volumen se usa para convertir el sedimento que ingresó al embalse de masa a volumen y viceversa cuando se trata de estimar la producción de sedimento de una cuenca. Para el sedimento grueso con tamaños superiores a los 0.1 mm el peso específico seco de la mezcla permanece prácticamente constante, mientras que para las fracciones finas (limos y arcillas) su peso específico seco varía con el tiempo debido a la tasa de consolidación del material, a la exposición al aire (ciclos de secado), a la forma como se opera el embalse, el espesor del depósito, y a la textura y tamaño de las partículas de sedimento (Julien, 2010; Yang, 2003).¹⁷

- Criterio de C.B. Brown.- Determina la eficiencia de atrape de un embalse en función del área de la cuenca, la capacidad total del embalse, también de las características del escurrimiento y del tipo de sedimento. La ecuación propuesta es:

$$ER = 100 \left[1 - \frac{1}{1 + K * (2.1 * 10^3 * \left(\frac{C}{A}\right))} \right] \quad (2.31)$$

Donde:

ER = eficiencia de atrapamiento dada en porcentaje

C = capacidad total del embalse (10^6 m^3)

A = área de la cuenca expresada en km^2

K = coeficiente que puede tomar valores de: 0.046 para el envolvente inferior, 0.10 para la de diseño y 1.0 para la curva envolvente superior.

Debe de emplearse la envolvente superior si se tiene las siguientes características:

¹⁷ PEREA MESA, INÉS, Modelación del delta de sedimento en un embalse que presenta rápidas fluctuaciones de nivel, Colombia, Universidad Nacional de Colombia, 2013

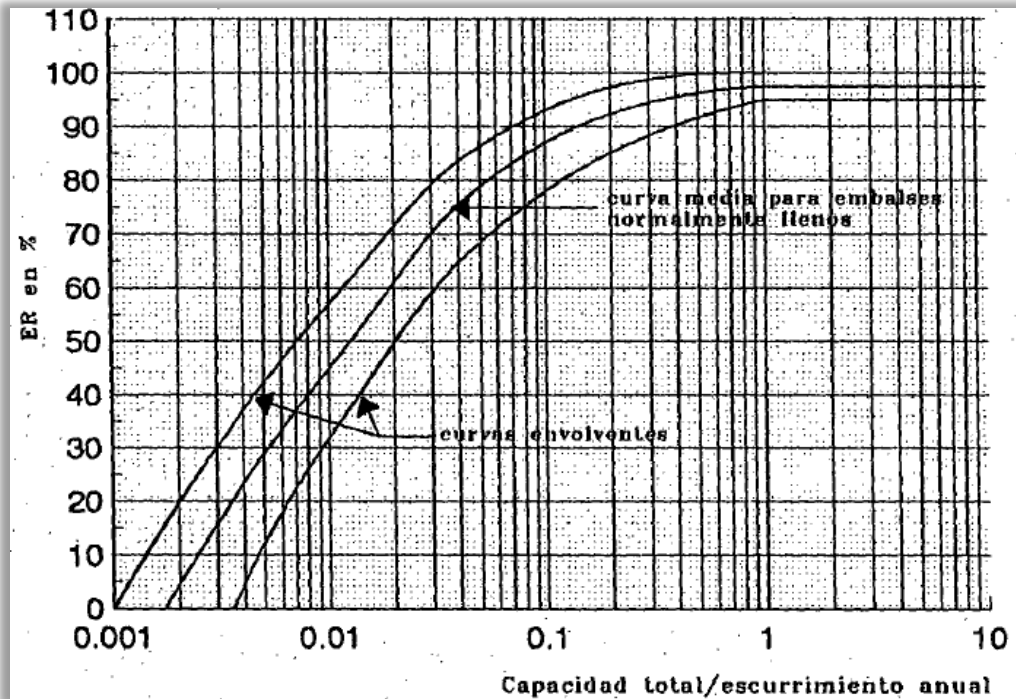
- a.** Regiones con escurrimientos pequeños y variables en comparación con la capacidad del embalse, que se estima en un 5% de la capacidad total.
- b.** La longitud, la forma y también la operación del embalse que propicien tiempos de permanencia altos.
- c.** Y, sí el material transportado sea principalmente grueso o altamente floculante.

De presentarse el caso contrario simplemente se utilizará la curva correspondiente al envolvente inferior.

- Criterio de G.M. Brune.- Estableció una relación entre la eficiencia de atrape y el cociente entre la capacidad total y el escurrimiento medio anual, medidos en las mismas unidades valiéndose de los datos tomados en 44 embalses regularmente llenos.

En la figura 2.35 se representa la relación anteriormente descrita, y puede observarse que existe una envolvente superior que es recomendada cuando el material predominante sea sedimento grueso, además de una envolvente inferior cuando el material sea fino, y una curva media para diseño.

Figura: 2.36. Curva de retención de G.M. Brune



Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Sedimentación en embalses, México, UNAM

2. Compactación

En la mayoría de los embalses, se presenta el fenómeno de compactación del sedimento que han sido depositados en estos, el mismo que reduce el volumen acumulado después de un cierto período de tiempo, este fenómeno depende fundamentalmente del tipo de sedimento depositado en el embalse, y del humedecimiento característico del material. Por lo general las gravas y arenas se compactan en un tiempo relativamente corto, en relación a las arcillas que requieren de períodos de tiempo muy largos para consolidarse.

Generalmente los métodos a emplearse para determinar el grado de compactación son los desarrollados por Lara Y Pemberton, el de Lane y Koelzer, y el de Miller, que integro la ecuación de Lane y Koelzer, utilizando peso promedio de los sedimentos en diferentes embalses después de n años de operación, en los cuales se produjo acumulación de sedimento.

- Criterio de Miller.- Permite calcular la compactación del sedimento a lo largo del tiempo mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$WN = Wo + 0.4343 * K \left[\left(\frac{N}{N-1} \right) \ln(N) - 1 \right] \quad (2.32)$$

Donde:

WN = peso específico de los sedimentos después de T años de compactación, medido en kg/m³.

Wo = peso específico inicial, valor que es tomado al finalizar el primer año, medido en kg/m³.

K = representa un factor de compactación que depende del tipo de operación del embalse y también del tamaño del sedimento.

Estas variables se determinan en función de la tabla descrita a continuación:

Tabla 2.13. Pesos específicos iniciales del sedimento, criterio de Miller

	Arena		Limo		Arcilla	
Operación del embalse	Wo	K	Wo	K	Wo	K
Embalse con sedimento siempre sumergido.	1450	0	1050	91	344	256
Embalse con descensos normales o moderados	1450	0	1240	29	848	134
Embalses normalmente vacíos	1450	0	1320	0	1250	0

(Wo en kg/m³)

Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil

De darse el caso de tener materiales diferentes depositados, los valores de Wo y de K se determinan calculando el promedio pesado de cada parámetro, según el tipo del material.

- Criterio de Lane y Koelzer.- Igual al criterio de propuesto por Miller, esta también permite calcular la compactación del sedimento a lo largo del tiempo mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$WT = W1 * X1 + (W2 + K2 * \log T) * X2 + (W3 + K3 * \log T) * X3 \quad (2.33)$$

Donde:

WT = peso específico del sedimento después de T años, en kg/m³

W1, W2 y W3 = pesos específicos iniciales, para arenas y materiales gruesos (1), para limo (2), y para arcilla (3), en kg/m³ valores obtenidos de la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 2.14. Pesos específicos iniciales del sedimento, criterio de Lane y Koelzer

	Arena		Limo		Arcilla	
Operación del embalse	W1	K1	W2	K2	W3	K3
Sedimentos siempre sumergidos	1490	0	1040	91.3	480	256
Embalse moderadamente vacío	1490	0	1185	43.2	737	171.4
Embalse considerablemente vacío	1490	0	1265	16.0	961	96.1
Embalse normalmente vacío	1490	0	1314	0	1249	0

(W1, W2 y W3 en kg/m³)

Fuente: SÁNCHEZ, JESÚS, Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM, Facultad de Ingeniería Civil

K1, K2, y K3 son las constantes de compactación.

X1, X2 y X3 representan los porcentajes de cada material.

T es el número total de años de compactación

2.9. GEOMETRÍA DE LAS ZONAS DE DEPÓSITO LONGITUDINAL

Las geometrías de las zonas de depósito varían considerablemente de un embalse a otro, y es debido a la geometría del vaso, el gasto y el tamaño de las partículas, a las características de la carga de entrada y operación del embalse.

Según Morris y Fan, los depósitos presentan cuatro esquemas típicos, que dependen de la entrada de los sedimentos y operación del embalse, y son:

a. Depósito en delta

Este tipo de depósitos fue expuesto anteriormente y está formado por la fracción gruesa del sedimento, el mismo que se deposita en la zona de entrada del flujo al embalse, y en ocasiones puede contener fracciones de material fino como el caso de limos.

b. Depósito en cuña

Los depósitos en cuña están formados por materiales gruesos constituidos al pie de la cortina y que se van haciendo más finos hacia aguas arriba, es un depósito característico de los sedimentos que son depositados por corrientes de densidad.

Esta clase de depósitos pueden encontrarse en embalses pequeños, en los cuales la captación de sedimentos es muy grande, de igual manera en un embalse grande cuyo nivel de operación es relativamente bajo durante las precipitaciones, favoreciendo que el sedimento sea llevado muy próximo a la cortina.

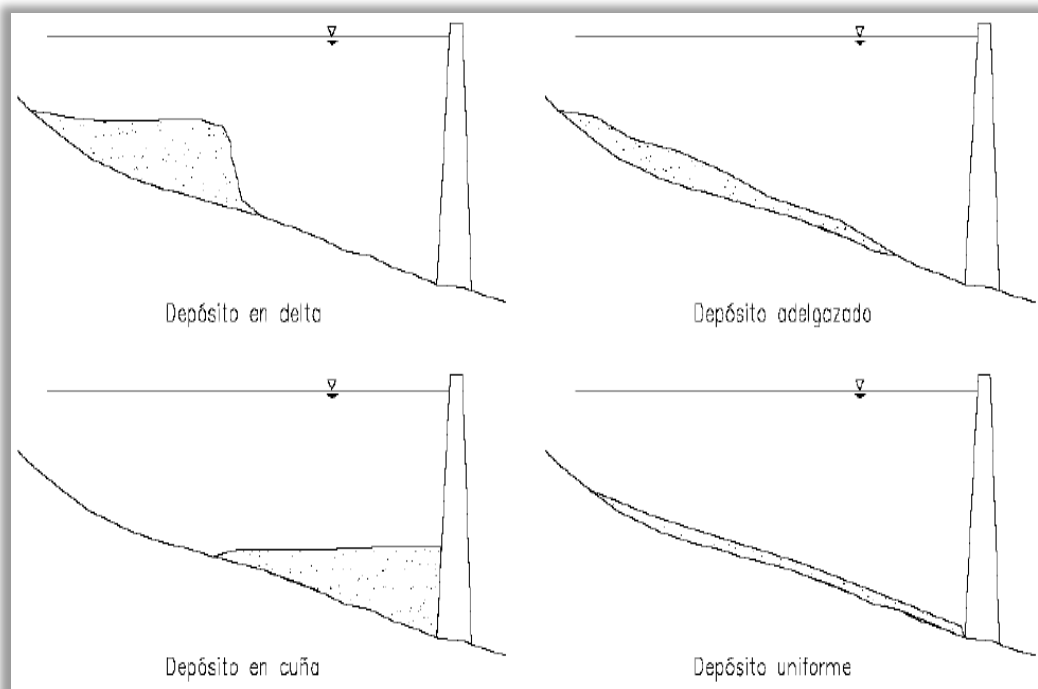
c. Depósitos adelgazados

Se producen cuando los depósitos de sedimentos van acercándose a la cortina, la formación de estos es muy común en embalses con un nivel de operación muy alto.

d. Depósito uniforme

Esta clase de depósitos son muy poco habituales, pero pueden formarse, presentándose en embalses encañonados con oscilaciones frecuentes en los niveles del mismo.

Figura: 2.37. Esquemas básicos del depósito de sedimentos



Fuente: MORENO ÁVALOS, MANUEL, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable, España, Universidad Politécnica de Madrid, 2012

2.10. ESQUEMA DE DEPÓSITO LATERAL

El depósito de los sedimentos ocurre en la parte más baja de la sección transversal del embalse, esto ocurre inicialmente, y van formando depósitos que envuelven a las zonas bajas, este fenómeno ocurre hasta colmar las depresiones formando capas y presentan una superficie casi horizontal.

Morris y Fan, 1997 consideran que existen tres procesos que contribuyen a la concentración de los sedimentos en las partes bajas de las secciones transversales, estos son:

- El transporte y depósito de sedimentos a lo largo del cauce producido por la erosión aguas arriba.
- El perfil vertical de concentraciones logarítmicas dentro de la columna de agua que puede concentrar los sedimentos suspendidos en las partes bajas de la sección transversal
- La distribución uniforme de los sedimentos suspendidos a lo largo de la sección transversal y su asentamiento en caída vertical, el depósito de sedimentos será directamente proporcional al tirante en la sección.

La importancia de estos procesos varía de un embalse a otro y, las corrientes de densidad son de gran importancia para poder explicar la distribución de sedimento fino dentro de un embalse.¹⁸

2.11. ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DEL APOORTE DE SEDIMENTOS

La valoración del transporte de sedimentos en un embalse es la medida de cuánto material de determinadas características puede transportar una condición hidrodinámica.

Existe evidentemente una relación entre el gasto líquido y el gasto sólido, lo que comúnmente se lo denomina como ley gasto líquido – gasto sólido, o también función de transporte.

Es conveniente insistir en que la función transporte no indica la cantidad de sólidos que transporta una corriente líquida, sino la máxima cantidad que podría transportar, es decir, las fórmulas nos dan la capacidad de transporte;

¹⁸ GARCÍA CAMACHO, SAÚL, Estudio teórico y experimental de la remoción hidráulica de sedimentos en un embalse, México, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, 2005

se analizará ahora algunos de los diferentes métodos para evaluar el transporte total de fondo, sin tomar en cuenta qué parte es arrastrada en la capa de fondo y qué parte es transportada en estado de suspensión, y de ser posible en algunos métodos se analizará su grado de aplicación, entre estas ecuaciones podemos citar a las siguientes:

Laursen (1958); Colby (1964); Bishop, Simons y Richardson (1965); Engelund y Hansen (1967); Graf y Acaroglu (1968); Shen y Hung (1971); Cartens y Altinbilek (1972); Yang (1973); Ackers y White (1972 - 1973); Ranga-Raju, Garde y Bhardwaj (1981); Karim y Kennedy (1981 -1990); Brownlie (1982); Smart (1984); Pacheco-Ceballos (1989); y Mora, Aguirre y Fuentes (1982).

2.11.1. MEYER – PETER MULLER

Esta ecuación fue una de las primeras desarrolladas y es una de las más utilizadas desde su aparición en 1948, y consiste en una simple relación de exceso de esfuerzo cortante, es rigurosamente una ecuación de carga de lecho, fue desarrollada con experimentos de aforación tanto para arenas como para gravas, y bajo condiciones de lecho plano. En gran mayoría de sus datos se fueron desarrollando a partir de la utilización de sustratos uniformes de grava.

La ecuación de Meyer – Peter Muller es principalmente exitosa en el rango de las gravas, lo que hace notar que subestima el transporte de los materiales finos.

Luego de una serie de parámetros establecidos durante los primeros ensayos, se llegó a determinar que el transporte de sólidos por la acción del agua es:

$$t_F'' = 0.79 (\mu \tau_o - 0.047 \gamma_s'' d)^{\frac{3}{2}} \quad (2.34)$$

Y es equivalente a:

$$t_F'' = 0.79 (\mu \tau_o - \tau_c)^{\frac{3}{2}} \quad (2.35)$$

En donde:

$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$, debido a que el fenómeno es analizado exclusivamente bajo la acción del agua.

t_F'' = corresponde al transporte sólido de fondo medido en kg/s/m y que es pesado bajo el agua.

d = es el diámetro efectivo con el que se calcula τ_c

τ_o = fuerza tractiva, que es la fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área, en kg/m^2

τ_c = fuerza tractiva crítica y es la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho, en kg/m^2

Sí $\mu = 1$, entonces:

$$t_F'' = 0.79 (\tau_o - \tau_c)^{\frac{3}{2}} \quad (2.36)$$

Para $t_F'' = 0$, se obtiene las condiciones de iniciación o umbral del movimiento, $\tau_c = 0.047 \gamma_s'' d$.

Es importante señalar el rango de valores cubierto por las investigaciones de Meyer – Peter y Muller

Pendiente	0.4	a	2%
Gasto	0.002	a	$2 \text{ m}^3/\text{s}$
Tirante	0.01	a	1.2 m
Diámetro	0.4	a	30 mm
Peso específico	1.25	a	$4.22 \text{ m}^3/\text{s}$
Forma de las partículas	diversa		

2.11.2. DU BOYS

Es la fórmula más antigua que se conoce para el cálculo del gasto sólido de fondo. Fue publicada en 1879, y partió de la suposición de considerar que el transporte de fondo se producía por medio de capas cuyo espesor era del mismo orden de magnitud que el diámetro de las partículas constituyentes del lecho. Consideró también que las distribuciones verticales de velocidades y del corte eran lineales. Du Boys introdujo el concepto de fuerza tractiva crítica.¹⁹

La ecuación obtenida fue:

$$t_F = \chi \tau_o (\tau_o - \tau_c) \quad (2.37)$$

Donde:

t_F = transporte sólido de fondo medido por unidad de ancho en kg/s/m

χ = parámetro de transporte que depende del diámetro de las partículas

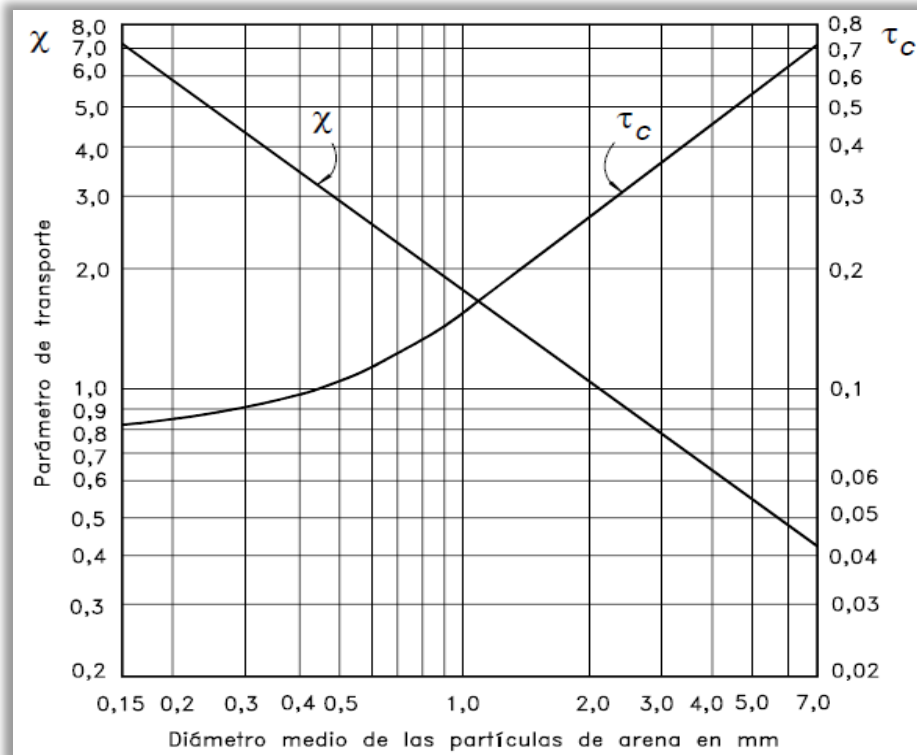
τ_o = fuerza tractiva de la corriente en kg/m²

τ_c = fuerza tractiva crítica en kg/m²

Los valores de χ y de τ_c fueron posteriormente obtenidos por STRAUB en el año de 1935, para arena con características granulométricas uniformes, y tomó como base las mediciones realizadas por Gilbert, como se aprecia en la figura 2.37:

¹⁹ ROCHA FELICES, ARTURO, Introducción a la Hidráulica Fluvial, Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 1998

Figura: 2.38. Curva para la aplicación de la fórmula de DuBoys



Fuente: ROCHA FELICES, ARTURO, Introducción a la Hidráulica Fluvial, Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 1998

Meyer – Peter con respecto a la fórmula de DuBoys la criticó, señalando que el supuesto de que el transporte se realiza mediante capas no refleja la situación real del problema, dicha fórmula ya no se usa en la actualidad.

Por motivos de conmemoración del primer siglo de la aparición de la fórmula, Fuentes y Carrasquel realizaron un trabajo en base a esta en el Laboratorio Nacional De hidráulica de Venezuela, y señalan qué, en la fórmula se halla el primer esfuerzo logrado para cuantificar los papeles que desarrollan la tensión de fondo y la tensión crítica sobre el arrastre propiamente dicho, y además señalan que χ es un factor de ignorancia que DuBoys supuso en relación a las características del sedimento.

La fórmula generalizada de DuBoys ajusta muy bien las experiencias de Meyer – Peter y además se compara satisfactoriamente con su fórmula.

2.11.3. ENGLAND HANSEN

La formula fue propuesta en el año 1967, es una ecuación de carga total de transporte del sedimento que fue desarrollada a partir de datos aforados. Para dichos aforos se utilizaron arenas relativamente grandes y uniformes con diámetros entre 0.19 y 0.03 mm. La fórmula es únicamente una simple función de la velocidad del canal, la fuerza cortante en el lecho y el material tipo d_{50} . Brunner recomienda que su aplicabilidad sea únicamente para sistemas arenosos, y además con un número de Reynolds mayores que 12.

La fórmula propuesta por England Hansen fue:

$$q_s = \frac{0.04 (R I)^{1.5} V^2}{g^{0.5} \Delta^2 D_{50}} \quad (2.38)$$

En donde:

q_s = gasto o caudal sólido transportado, en m^3/s

R = es el número de Reynolds que será descrito más adelante, y que únicamente relaciona el valor de la viscosidad de la partícula, su diámetro y, la velocidad de ésta.

V = velocidad media del flujo, en m/s

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2

Δ = variación de la temperatura, en $^{\circ}C$

I = fuerza cortante en el lecho, en N

D_{50} = diámetro del eje medio de la partícula, con el que el 50% del material es más fino.

La ecuación es de fácil aplicación y además ofrece buenos resultados.

2.11.4. ACKERS AND WHITE

Fue desarrollada en el año de 1973, la ecuación es una función de la carga total que fue desarrollada a partir de datos aforados para gradaciones que van desde arenas hasta gravas finas, la dinámica del agua fue seleccionada para cubrir un rango de configuraciones de lecho que incluyen ondas, dunas y condiciones de lechos planos. Dicho sedimento suspendido está en función directamente con la velocidad de corte, mientras que la carga del lecho es función del esfuerzo cortante, tal y como lo propone Brunner.

En la versión recomendada para sedimentos gruesos la expresión que define el transporte total es:

$$q_{st} = 0.025 \frac{q D_{35}}{d} \left[\frac{F_{gr}}{0.17} - 1 \right]^{1.5} \quad (2.39)$$

Donde:

q_{st} = es la descarga volumétrica total de sedimento por unidad de ancho, en m^3/s ,

q = caudal líquido por unidad de ancho, en m^3/s ,

D_{35} = diámetro del eje medio de la partícula, con el que el 35% del material es más fino,

d = profundidad media del flujo, en m,

F_{gr} = número de movilidad de sedimento (el radio de fuerza de corte para el peso sumergido de una capa de partículas), que representa la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída de las partículas en aguas tranquilas, y se calcula con:

$$F_{gr} = \frac{1}{\left[g D_{35} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \right]^{\frac{1}{2}}} \left[\frac{U}{32^{\frac{1}{2}} \log \left(\frac{10 d}{D_{35}} \right)} \right] \quad (2.40)$$

Donde:

U = la velocidad media del flujo, en m/s

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2

ρ = densidad del agua, en kg/m^3

ρ_s = densidad del sedimento, en kg/m^3

2.11.5. LAURSEN – COPELAND

La ecuación de Laursen - Copeland propuesta en 1968 también es función de la carga total que inicialmente se basó en ecuaciones de aforadores y que posteriormente fue extendida por Madden. Es una función básica del exceso de esfuerzo cortante y la relación existente entre la velocidad de corte y la velocidad de caída. Posterior a esto, años después en 1989 Copeland generalizó la ecuación para el transporte de gravas, por lo que la ecuación puede ser usada en lechos graduados.

La significativa contribución de Laursen es que la dicha ecuación fue desarrollada para una gran cantidad de limos finos, estudios recientes realizados en los Estados Unidos, en el estado de Colorado han demostrado que la ecuación de Laursen supera otras funciones de transporte en el campo de los limos.

La ecuación se derivó de varios análisis teóricos, y concluyó que el transporte de fondo depende en gran medida de los parámetros que se muestran a continuación:

$$\frac{V^*}{w} ; \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_c} - 1 \right) \quad (2.41)$$

$$V^* = \sqrt{g R S} \quad (2.42)$$

Sí, $B \geq 40$ h se acepta que:

$$V^* = \sqrt{g h S} \quad (2.43)$$

Donde:

V^* = velocidad cortante, en m/s

w = velocidad de caída de las partículas con diámetro D , en m/s

R = radio hidráulico, en m

S = pendiente del cauce expresada en porcentaje

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2

σ_o = fuerza tractiva, en kg/m^2

σ_c = fuerza tractiva crítica, en kg/m^2

B = ancho del cauce, en m

Y , para partículas naturales, con factor de forma aproximado a 0.7 se calcula con la relación:

$$w = F1 (g \Delta D)^{0.5} \quad (2.44)$$

$$F1 = \left(\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{g \Delta D^3} \right)^{0.5} - \left(\frac{36 v^2}{g \Delta D^3} \right)^{0.5} \quad (2.45)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (2.46)$$

$$\tau_o = \tau'_o = \gamma h S \quad (2.47)$$

$$\tau_c = 0.039 (\gamma_s - \gamma) D \quad (2.48)$$

Con estos parámetros se llega a la ecuación final que fue:

$$g_b = \gamma q \left(\frac{D_m}{h} \right)^{\frac{7}{6}} \left(\frac{\tau'_o}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi Lm \quad (2.49)$$

$$s_b = \frac{\gamma}{\gamma_s} q \left(\frac{D_m}{h} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_o}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi L_m \quad (2.50)$$

$$D_m = \frac{\sum D_i P_i}{100} \quad (2.51)$$

$$\tau'_o = \frac{\gamma V^2}{58 g} \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.52)$$

$$\tau_{cm} = 0.039 (\gamma_s - \gamma) D_m \quad (2.53)$$

$$\phi_{Lm} = f \left(\frac{V^*}{w} \right) \quad (2.54)$$

$$q = \frac{Q}{B} \quad (2.55)$$

En donde:

g_b = transporte unitario total del fondo expresado en peso (kg/s – m)

S_b = transporte unitario total del fondo expresado en volumen (m³/s – m)

D_m = diámetro medio de la muestra, en m

D_i = diámetro medio de cada tamaño de clase o fracción, en m

h = profundidad del agua, en m

P_i = % de material retenido en cada malla

q = caudal unitario, en m³/s

Q = caudal, en m³/s

V = velocidad del flujo, en m/s

τ'_o = esfuerzo cortante producido por la corriente, en kg/m²

τ_{cm} = esfuerzo cortante crítico, en kg/m²

ϕ_{Lm} = función denominada parámetro de transporte de Laursen

γ = peso específico del agua, en N/m³

γ_s = peso específico de las partículas en suspensión, en N/m³

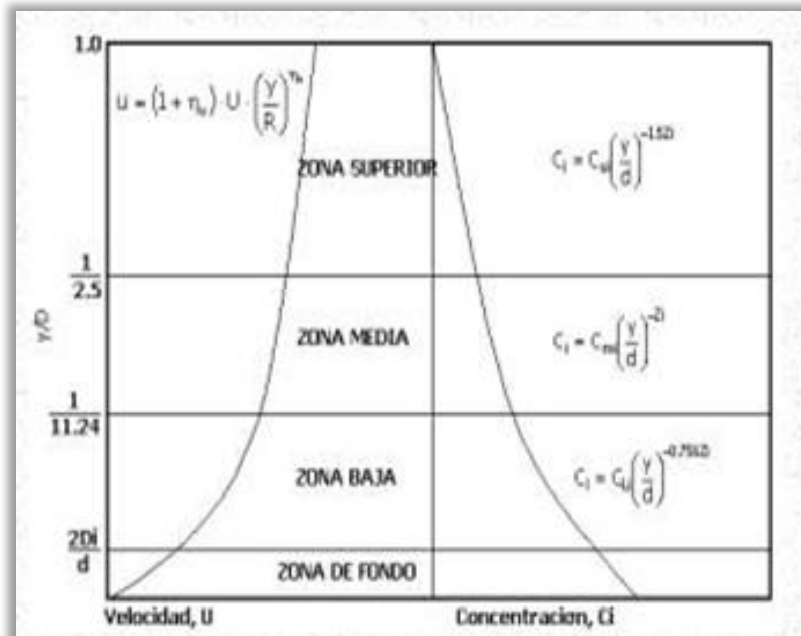
2.11.6. TOFFALETI

Esta ecuación también es una función de carga total al igual que la de England Hansen, desarrollada principalmente para partículas del tamaño de las arenas. Esta ecuación tiene buenos resultados para ríos y lagunas, y no es influenciada de manera significativa ni por la velocidad de corte, ni tampoco por el esfuerzo cortante en el lecho.

La ecuación fue formulada en base a regresiones de temperatura y un exponente empírico que describe la relación que existe entre los sedimentos y las características hidráulicas.

Esta ecuación es utilizada para diferentes tamaños de partículas, con el objetivo de cuantificar la dependencia del transporte a la desviación media de gradación.

Figura: 2.39. Relaciones del método de Toffaleti para velocidad, concentración y descarga



Fuente: CASTRO DELGADO, MARCO. Diseño Hidráulico de Puentes, Ecuador, Escuela Politécnica Nacional, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, 2006

La distribución de las velocidades en la vertical es:

$$U = (1 + \eta_v) V \left(\frac{y}{D} \right)^{\eta_v} \quad (2.56)$$

η_v = esta dado por una relación empírica:

$$\eta_v = 0.1198 + 0.00048 T \quad (2.57)$$

T representa la temperatura del agua, en °C

En la figura 2.38 se presentan los coeficientes C_{ui} y C_{mi} estos pueden ser expresados en términos de C_{Li} , este representa el porcentaje de sedimentos en peso en una fracción de tamaño inferior a d_i . El exponente Z_i es:

$$Z_i = \frac{\omega_i V}{C_z D S} \quad (2.58)$$

w_i = velocidad de caída de una partícula de sedimento de tamaño d_i en agua a una temperatura T, en m/s

V = velocidad media del flujo, en m/s

S = pendiente de la corriente real, en porcentaje

C_z es dada por la relación empírica:

$$C_z = 260.67 - 0.667 T \quad (2.59)$$

La descarga de sedimentos por unidad de ancho para cada zona, puede ser integrada en concordancia con las ecuaciones siguientes:

$$q_{sui} = M_i \frac{\left(\frac{D}{11.24} \right)^{0.244 Z_i} \left(\frac{D}{2.5} \right)^{0.5 Z_1} \left[D^{\eta_1} - \left(\frac{D}{2.5} \right)^{\eta_1} \right]}{\eta_1} \quad (2.60)$$

$$q_{sui} = M_i \frac{\left(\frac{D}{11.24}\right)^{0.244 Z_i} \left(\frac{D}{2.5}\right)^{0.5 Z_1} \left[D^{\eta_2} - \left(\frac{D}{2.5}\right)^{\eta_2} \right]}{\eta_2} \quad (2.61)$$

$$q_{sLi} = M_i \frac{\left(\frac{D}{11.24}\right)^{\eta_3} - (2 d_i)^{\eta_3}}{\eta_3} \quad (2.62)$$

Con:

$$M_i = 43.2 p_i C_{Li} (1 + \eta_v) V D^{0.756 Z_i} - \eta_v \quad (2.63)$$

$$\eta_1 = 1 + \eta_v - 1.5 Z_1 \quad (2.64)$$

$$\eta_2 = 1 + \eta_v - Z_2 \quad (2.65)$$

$$\eta_3 = 1 + \eta_v - 0.756 Z_3 \quad (2.66)$$

p_i = fracción en peso de material de fondo con tamaño medio d_i .

En las ecuaciones (2.60) y (2.63), la variable no conocida es C_{Li} , esta puede ser determinada igualando la relación empírica:

$$q_{sLi} = \frac{0.6 p_i}{\left(\frac{T_T A_c k}{V^2}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{d_i}{0.00058}\right)^{\frac{5}{3}}} \quad (2.67)$$

Si en la ecuación (2.57) si d_i es igual a 0.00029 (pies), la ecuación se reduce a:

$$q_{sLi} = 1.095 \left(\frac{T_T A_c k}{V^2}\right) \quad (2.68)$$

T_T está dado por:

$$T_T = 1.10 (0.051 + 0.00009 T) \quad (2.69)$$

La descarga de fondo es asumida si se da el producto de π , la concentración de sedimentos, la velocidad a $y = 2 d_i$, que resulta:

$$q_{Bi} = M_i (2d)^{\eta_3} \quad (2.70)$$

M_i y η_3 están dadas en el desarrollo de las ecuaciones anteriores

La fórmula del transporte de carga total o material de fondo Q_{ti} para sedimentos de tamaño d_i quedará finalmente como:

$$Q_{ti} = B(q_{Bi} + q_{sui} + q_{smi} + q_{sLi}) \quad (2.71)$$

2.11.7. YANG

Es una ecuación de carga total de transporte, la misma que se basa en que el transporte es producto de la velocidad y el esfuerzo cortante. Dicha función fue desarrollada y comprobada sobre una serie de aforadores y datos de campo.

Esta ecuación se halla conformada por dos relaciones separadas de transporte, las unas de arenas y las otras de gravas. El paso entre arena y grava es suavizada con el fin de evitar grandes discontinuidades. Tiende a ser muy sensible a la velocidad de la corriente y es aún más sensible a la velocidad de caída.

La ecuación es de la forma siguiente:

$$\log(C_t) = 5.435 - 0.286 \log\left(\frac{wd_{50}}{v}\right) - 0.475 \log\left(\frac{V_o}{w}\right) + \left[\log\left(\frac{VI}{w} - \frac{V_{cl}}{w}\right)\right] \left[1.799 - 0.409 \log\left(\frac{wd_{50}}{v}\right) - 0.314 \log\left(\frac{V_o}{w}\right)\right] \quad (2.72)$$

Donde:

C_t = carga total de sedimentos, expresado en ppm en peso

w = velocidad de sedimentación de las partículas de diámetro d_{50} , en m/s

v = velocidad cinemática, en m/s

VI = potencia unitaria de flujo

$V_c I$ = potencia unitaria crítica de flujo, requerida para el movimiento incipiente de las partículas, y se calcula a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{V_c}{w} = 2.05, \quad \text{si:} \quad \frac{V * d_{50}}{v} \geq 70 \quad (2.73)$$

$$\frac{V_c}{w} = \frac{2.50}{\log\left(\frac{V * d_{50}}{v}\right) - 0.06}, \quad \text{si:} \quad 1.2 \leq \frac{V * d_{50}}{v} \leq 70 \quad (2.74)$$

2.11.8. WILCOCK

Fue desarrollada en el 2001, y es una ecuación de carga sobre el lecho, que tiene aplicabilidad en lechos graduados que posean arena y grava, es un método de transporte superficial, que se basa en la teoría de que el transporte depende principalmente del material que se encuentra en contacto directo con el flujo, su desarrollo se basó en la graduación de las superficies de aforadores y ríos, por lo que, la graduación del lecho debería reflejar las propiedades de la superficie misma del lecho.

Wilcock además presenta una función oculta que reduce el potencial de transporte de partículas basado en la premisa que estas pueden ser depositadas entre grandes depósitos de grava y no experimentar completamente la fuerza del campo de flujo.

La teoría de Wilcock es que el potencial de un transporte de la grava aumenta conforme aumenta en contenido de arena. Un esfuerzo cortante referencial adimensional es calculado para el sustrato, la cual es una función del contenido de arena en la superficie del lecho.

$$Q_s = b_w \cdot \frac{u^3}{Rg} \cdot \sum_i^N G \left(\frac{\tau_g}{\tau_{rg}} \left(\frac{D_i}{D_{sg}} \right)^{-\theta} \right) F_i \quad (2.75)$$

Donde:

b_w = ancho del cauce, en m

F_i = fracción granulométrica asociada al tamaño D_i de la capa activa

τ = esfuerzo de corte de fondo, en kg/m^2

G = ley de gasto propuesta por Wilcock y Crowe

$$G(\phi_i) = 0.002 \phi_i^{7.5} \quad \phi_i < 1.35$$

$$= 14 \left(1 - \frac{0.894}{\sqrt{\phi_i}} \right)^{4.5} \quad \phi_i \geq 1.35 \quad (2.76)$$

Evaluación gráfica acerca de las ecuaciones de transporte de sedimento:

Tabla 2.15. Análisis de resultados utilizando varias ecuaciones para el transporte de material sólido en cauces naturales

	Información de campo	Información de laboratorio		
	Arena gruesa-fina	Arena gruesa-fina	Arena gruesa	Material ligero – pesado
Número de ensayos	40	227	49	296
Ecuación de:				
Ackers-White	Adecuada	Adecuada	Buena	Muy pobre
Einsten	Buena	Muy pobre	Muy pobre	Muy pobre
Engelund-Hansen	Pobre	Adecuada	Adecuada	Mejores resultados
Laursen	Pobre	Buena	Buena	Muy pobre
Yang	Mejores resultados	Mejores resultados	Mejores resultados	
Bagnold	Muy pobre	Buena	Pobre	Muy pobre
Meyer-Peter-Müller	Muy pobre	Muy pobre		Muy pobre
Yalin	Muy pobre	Pobre	Muy pobre	Buena

Fuente: CASTRO DELGADO, MARCO. Diseño Hidráulico de Puentes, Ecuador, Escuela Politécnica Nacional, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, 2006

CAPÍTULO III

BASES PARA EL ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y DE CANALES ESTABLES

3.1. FUNDAMENTOS DE FLUVIOMORFOLOGÍA

La fluviomorfología o morfología fluvial es el estudio de las diferentes formas que caracterizan a los ríos e involucra el estudio de los cambios que experimentan a lo largo de su perfil longitudinal, así como también en su sección transversal, es decir, los lechos y márgenes.

A la morfología fluvial no le interesa sólo el estudio de las formas actuales que tienen los ríos, sino le importa principalmente la explicación de cómo el río ha llegado a la forma presente, tomando en consideración de que los caudales presentados en estiaje o épocas de avenidas son fundamentales para definir su forma. Cabe indicar que las formas de las que se habla pertenecen a tramos específicos de un río ya que este no será el mismo durante todo su recorrido.

Hidráulicamente, un río es un canal, pero su comportamiento es bastante diferente; en un río prácticamente no existe movimiento permanente, porque el caudal está variando continuamente, en ocasiones lentamente y en otras rápidamente. El movimiento permanente, es decir, invariable con respecto al tiempo, puede darse en un canal hecho y operado por el hombre, en el que el caudal sea constante, lo que se logra manejando convenientemente la fuente de alimentación como por ejemplo un embalse; en el río tampoco existe movimiento uniforme, ya que la sección transversal es muy cambiante a lo largo de su recorrido.

Una característica de los ríos aluviales es su tendencia a no poseer estabilidad de fondo, este movimiento genera peligros en las obras civiles construidas en estos lechos y también en las cercanías de los mismos, por tal motivo es necesario conocer el comportamiento de un río así como su

forma; qué en el sistema fluvial responde a una serie de factores ambientales que determinan su régimen fluvial, mismos que corresponden a variables dependientes e independientes respecto al río.

Dentro de las variables independientes tenemos el clima, la geología, el tiempo, el uso del suelo, su permeabilidad y la cobertura vegetal, que fusionándose forman las variables dependientes tales como: el caudal líquido, la carga de sedimentos y, la pendiente del cauce, mismas que describen las características morfológicas de los cauces.

3.1.1. CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS DE LOS CAUCES

Para catalogar el tipo de morfología del cauce, Schumm (1977) afirma que los ríos pueden ser clasificados en dos grandes grupos:

- **Cauces de lecho rocoso:** confinados entre afloramientos rocosos de tal manera que el material que compone el fondo y las márgenes determina la morfología del cauce.

Figura: 3.1. Cauce de lecho rocoso



Fuente: <http://www.beevoz.com/2013/10/29/reserva-natural-garganta-de-los-infiernos-en-el-valle-del-jerte/>

- **Cauces aluviales:** el río fluye en un canal cuyo fondo y márgenes están constituidas por material transportado por el río bajo las condiciones actuales de flujo. En este caso hay libertad para ajustar dimensiones, forma, patrón y pendiente del cauce en respuesta a cambios.²⁰

Figura: 3.2. Cauce aluvial



Fuente: <http://commons.wikimedia.org/wiki/File:RioPastaza.jpg>

Esta clasificación tiene como deficiencia el de no considerar las variables dependientes: caudal y carga de sedimentos, que tiene gran influencia sobre la morfología de los cauces aluviales.

El caudal influye en alto grado en el tamaño del cauce y la amplitud y longitud de onda de los meandros, pero por sí solo no ofrece bases para clasificación de cauces a menos que el tamaño sea lo más importante en un determinado caso, permitiendo una distinción cualitativa según las características de la descarga ya sea en cauces perennes, o cauces efímeros o temporales.

²⁰ RODRÍGUEZ, H. ALFONSO, Hidráulica fluvial, fundamentos y aplicaciones, Colombia, Escuela Colombiana de Ingeniería. 2010

Teniendo en cuenta la carga y transporte de sedimentos es posible hacer una clasificación de los cauces aluviales: canales con carga de fondo, canales con carga en suspensión, y canales con carga mixta.

Tabla: 3.1. Clasificación de cauces aluviales de Schumm.

CLASIFICACIÓN DE CAUCES ALUVIALES DE SCHUMM					
Modo de transporte de sedimentos	M%	C%	Estabilidad del cauce		
			Estable	En sedimentación (exceso de carga)	En erosión (deficiencia de carga)
Suspendida, carga del 85% al 100%	100	< 3	- Relación ancho/profundidad < 7	La mayor sedimentación en las márgenes causa estrechamiento del cauce; la sedimentación en el fondo es menor al comienzo del proceso.	Predomina la erosión en el fondo del lecho; el ensanche del cauce es menor al comienzo del proceso.
			- Sinuosidad > 2.1		
			- Pendiente del canal: moderada		
Carga Mixta, carga suspendida del 65% al 85%; carga de fondo del 15% al 35%;	30	3-11	- Relación ancho/profundidad > 7, < 25	Al comienzo mayor sedimentación en las márgenes, y avanzado el proceso en el lecho.	Comienza por erosión del fondo, seguida por una ampliación del cauce.
			- Sinuosidad < 2.1, > 1.5		
			- Pendiente del canal: moderada		
Carga de fondo, del 35% al 70%	0	> 11	- Relación ancho/profundidad > 25	Sedimentación en el lecho y formación de islas.	Poca erosión del fondo; predominante ensanchamiento del canal
			- Sinuosidad < 1.5, > 1.0		
M = Porcentaje de Limo-Arcilla en el perímetro del cauce (%).					
C = Relación entre la carga de fondo y la carga total (%).					

Fuente: http://transportesedimentos.tripod.com/esp/pagina_nueva_16.htm

3.1.1.1. PATRONES DE LOS CAUCES

En la ingeniería civil los inconvenientes relacionados directamente con la fluviomorfología constituyen desafíos constantes para el adecuado diseño de todas las obras civiles que se encuentren en contacto con el lecho de un río o muy cercano al mismo, por lo que el conocimiento de las diferentes formas adoptadas por los ríos será preciso para un adecuado estudio, diseño y posterior construcción de la obra requerida.

La morfología fluvial considera tres formas o patrones fundamentales:

- Cauces rectos,
- Cauces trenzados y,
- Cauces meándricos.

Mismos que se clasifican en función de su sinuosidad; que según Rosgen, 1977; no es sino la relación existente entre la longitud del río (l) y la longitud del valle (L).

$$S = \frac{l}{L} \quad (3.1)$$

- **Cauces Rectos:**

Según la experiencia de Luna B. Leopold dice que *“En la naturaleza los cursos de agua verdaderamente rectos son tan raros que pueden considerarse como inexistentes.”*

Estos poseen una sinuosidad muy baja en una distancia varias veces el ancho del mismo. El fondo del cauce es de todas maneras sinuoso y muestra partes más profundas (pozos, alternando con partes menos profundas donde el flujo tiene mayor velocidad (rápidos). Los canales rectos pueden cambiar su posición debido al crecimiento lateral. Estos cauces son poco comunes y existen solo en distancias cortas.

Se puede señalar que usualmente se llama río recto a aquel cuyo índice de sinuosidad es menor a 1,5.

Figura: 3.3. Cauce recto



Fuente: http://teologiadefractales.blogspot.com/2010_05_16_archive.html

- **Cauces trenzados:**

Poseen varios canales secundarios que se entrelazan y se separan dentro del cauce principal debido a cambios de pendiente longitudinal y transversal, a aumentos bruscos de la carga aluvial durante las venidas y a la pérdida de la capacidad de arrastre al disminuir la pendiente o el caudal. Los materiales gruesos se acumulan en barras o puntas que actúan como obstáculos naturales desviando la corriente hacia uno o ambos lados o taponando brazos. Esto tiene lugar en las crecientes, produciendo inundaciones y el súbito abandono de un canal para ocupar otro. Al bajar el caudal, quedan islas de sedimentos y también con el tiempo pueden formarse islas con vegetación relativamente permanente.

El trenzamiento puede producirse por: mayor cantidad de sedimentos alimentados al tramo de río que la puede acarrear lo que provoca el asentamiento en el cauce, formando islas o bancos y, debido a los cambios de pendientes longitudinales y transversales.

Figura: 3.4. Cauce trenzado



Fuente: http://teologiadefractales.blogspot.com/2010_05_16_archive.html

- **Cauces meándricos:**

Son sucesión de curvas, meandros o cinturones, un río se puede definir como meándrico cuando su sinuosidad es mayor a 1.5. Los cauces meándricos poseen depresiones o pozos bien definidos y conocidas como barras de una punta y constituyen la principal características de la sedimentación fluvial.

Figura: 3.5. Cauce meándrico



Fuente: http://1.bp.blogspot.com/-bnoh4hT-nfA/UYm4R3uHnFI/AAAAAAAAAeY/Dw3C6-eDpS8/s1600/Amazonas_new7wonders_voto.jpg

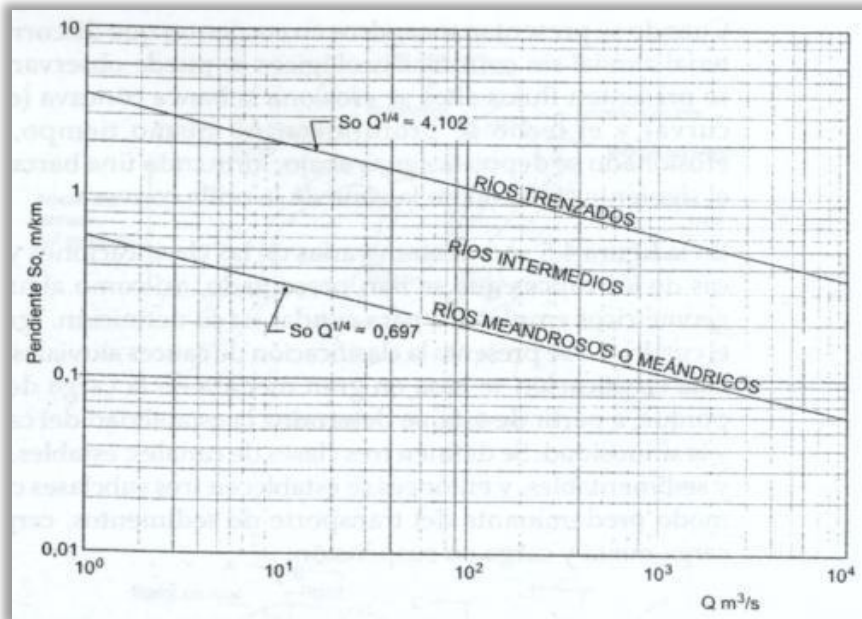
Lane se basó en el comportamiento de algunos ríos tales como: el Mississippi, Missouri, Colorado, Illinois, Arkansas, encontrando ciertas relaciones empíricas las cuales permiten predecir si se presentará un río trezado o meándrico. Dichas relaciones están en función del caudal (Q) y la pendiente (S) así:

$$SQ^{1/4} \leq 0.697 \rightarrow \text{Meandros} \quad (3.2)$$

$$SQ^{1/4} \geq 4.102 \rightarrow \text{Trenzado} \quad (3.3)$$

En la figura 3.6 se muestra la relación obtenida por Lane para cauces meándricos y trezados Donde S es la pendiente dada en (m/Km) y Q es el caudal en (m^3/s).

Figura: 3.6. Relación caudal Q – pendiente media S_0 para corrientes trenzadas y meandriformes en lechos arenosos (Lane)



Fuente: RODRÍGUEZ H, ALFONSO, Hidráulica fluvial, fundamentos y aplicaciones, socavación, 2010

3.1.1.2. MORFOLOGÍA DE LOS RÍOS DE VERTIENTES

Los ríos de vertiente se caracterizan por sus altas velocidades, de ahí que los movimientos en masa y la erosión superficial generan el mayor aporte de sedimentos y ocasionan problemas en la hidráulica de los tramos aguas abajo.

Estos ríos son dominados por los controles geológicos y presentan cauces generalmente bien definidos. Tanto los caudales como los sedimentos transportados se generan en la parte alta de la cuenca.

Por lo tanto sobre las vertientes de las cuencas se desarrollan tres procesos:

- Profundización de los cauces.
- Movimientos en masa sobre las laderas.
- Erosión hídrica superficial

3.1.2. TIPOS DE EROSIÓN

Según Suárez 1980, la erosión es un proceso de arrastre del suelo por acción del agua o del viento; o como un proceso de desprendimiento y arrastre acelerado de las partículas de suelo causado por el agua y el viento. Esto implica la existencia de dos elementos que participan en el proceso: uno pasivo que es el suelo, y uno activo que puede ser el agua, el viento, o bien su participación alterna; la vegetación por su parte actúa como un regulador de las relaciones entre ambos elementos.

La erosión es considerada como un proceso más de la degradación de los suelos, sin embargo, debería diferenciarse entre los mecanismos de degradación o deterioro y los de pérdida del recurso.

Debido a que el suelo no es un recurso natural renovable, su pérdida por erosión puede considerarse irreversible.

3.1.2.1 EROSIÓN GENERAL

La erosión general es el descenso del lecho debido al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido de una corriente en crecidas debido al incremento de la velocidad media del agua. Esta capacidad de arrastre está definida por la relación entre la velocidad media y la velocidad media necesaria para arrastrar las partículas del fondo.

La erosión del fondo de un cauce definido es un equilibrio entre el aporte sólido del agua en una sección y el material removido por el agua de dicha sección.

La velocidad de arrastre en suelos cohesivos se encarga de colocar las partículas en estado de suspensión; mientras que en suelos granulares esta velocidad de arrastre mantiene un movimiento generalizado de las partículas, no la velocidad que inicia el movimiento.

La erosión general se reduce cuando existe una misma velocidad media de la corriente cuando el agua se halla transportando en suspensión gran cantidad de partículas muy finas.

Para el cálculo de la erosión general L. A. Maza maneja un criterio donde supone que el caudal y el ancho de la sección son constantes durante todo el proceso erosivo, para su aplicación se deben contar con el caudal máximo y la profundidad de corriente correspondiente a la creciente del diseño, el perfil topográfico de las secciones características del cauce, tomada en períodos de aguas medias o bajas y por último características del material del fondo.

La erosión general también presenta una representativa disminución en el lecho del río, de un arroyo o del canal bajo un puente, esta reducción puede ser uniforme o no uniforme, es decir, que la profundidad de socavación puede ser más profunda en ciertos lugares de la sección transversal; éste tipo de erosión puede resultar por la contracción del flujo, lo que se ve reflejado en la eliminación del material del cauce.

Otras condiciones de erosión general resultan de las características relacionadas con la corriente (recta, trenzada o meándrica), controles variables del flujo agua abajo, flujo en codos, confluencias y otros cambios que cusen degradación del cauce.

3.1.2.2. EROSIÓN POR ESTRECHAMIENTO

Se entiende por socavación en estrechamientos la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en las obras civiles, especialmente en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, pueden presentarse en otros lugares del curso del río, en donde se produzca un estrechamiento más o menos brusco

Los cambios producidos debido a la erosión por estrechamiento a la corriente son principalmente los siguientes:

- Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal.
- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del obstáculo. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cauce, originando un ensanchamiento del cauce.

3.1.2.3. EROSIÓN EN CURVAS

Cuando el lecho de un río describe una curva existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados hacia el interior; como consecuencia de esto la capacidad de arrastre de material sólido será mucho mayor en la curva descrita exteriormente; así como también la profundidad de erosión y el caudal.

Según lo descrito, el lado externo de la curva presenta profundidades mayores. Richardson en 1975 clasificó las curvas de los ríos según la relación entre el radio de curva r al centro del cauce y el ancho de la superficie libre B , como se muestra

Tabla: 3.2. Relaciones radio-centro-ancho de Richardson

Tipo de curva	r/B
Limitadas	7.0 – 8.0
Libres	4.5 – 5.0
Forzadas	2.5 – 3.5

Fuente: CASTRO DELGADO, MARCO. Obras Fluviales, Ecuador, Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, 2005

En las curvas de tipo libre y limitado, el tirante crece gradualmente desde la transición aguas arriba de la curva, alcanzando un máximo casi en el final de la curva. En curvas forzadas, el tirante crece rápidamente al comienzo de la curvatura hasta un máximo en el sector central de la misma y luego decrece gradualmente hacia aguas abajo.

El efecto producido por la erosión en curvas es muy importante, y debe de tomarse en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares, ya que producirá sedimentación en la parte interna de la curva producto de la disminución de la velocidad, lo cual implica que disminuya la zona útil para el flujo del agua.

3.1.2.4. EROSIÓN LOCAL

La erosión local consiste en la extracción de material de alrededor de los pilares, diques, estribos, terraplenes etc., y es responsable del descenso del lecho adyacente a estas estructuras, esta profundidad originada es medida desde el fondo del cauce que ya ha sido sometido a los demás tipos de erosiones posibles.

Este tipo de erosión es causada principalmente por los cambios bruscos de turbulencia, aceleración del flujo, y los vórtices inducidos por la obstrucción del flujo.

La erosión local puede darse bajo condiciones de agua clara o en lecho móvil; en la erosión de agua clara los sedimentos producidos tienen a viajar aguas arriba del lecho erosionado; mientras que en la erosión dentro del lecho móvil estos sedimentos se retienen en el lecho erosionado.

En las erosiones locales, el flujo resulta acelerado o retardado en forma brusca por causas de las fluctuaciones de presión, de las fuerzas de alzamiento y de las variaciones en los esfuerzos de corte. Las erosiones locales resultan función de:

- Las características del escurrimiento;
- Del material que conforma el lecho;
- Material transportado;
- Hidrograma de crecida y eventos anteriores;

- Dirección del flujo;
- Acumulación de basura;
- Acumulación de hielo;
- Características de la obra de ingeniería.

Algunas de las erosiones locales más frecuentes se presentan en:

- Estribos de puentes;
- Espigones;
- Pilas de puentes;
- Aguas debajo de una presa;
- A la salida de las obras de descarga;
- Debajo de las conducciones.

3.1.3. CANALES ESTABLES

Los canales estables o conocidos también como la teoría del régimen es una síntesis de conocimientos empíricos aplicables exclusivamente a la estabilidad de los cauces de ríos que transportan sedimentos. Esta teoría refleja el acomodo dinámico que existe entre el caudal sólido, el caudal líquido y la geometría hidráulica existente.

Esta teoría tiene sus inicios en 1895, cuando Kennedy, para diseñar una red de canales no revestidos observó y midió las dimensiones de canales que ya habían estado en operaciones durante varios años, y por lo tanto su sección se había ajustado a dimensiones estables en función de los caudales que transportaban.²¹

Kennedy propone:

$$V = \beta * 0.55 * y^{0.64} \quad (3.4)$$

²¹ CASTRO DELGADO, MARCO. Diseño Hidráulico de Puentes, Ecuador, Escuela Politécnica Nacional, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, 2006

Donde:

V = velocidad media del canal, en m/s,

y = tirante hidráulico medio, en m,

β = coeficiente que depende del tipo de material transportado en el cauce, y puede tomar valores de 0.9 a 1.1.

De esta manera, conocido el caudal dominante o el formativo, y elegida la sección trapezoide, se define el ancho de la base a partir de la siguiente relación empírica.

$Q(m^3/s)$	=	5	10	15	50	100	200	300
B/y	=	4,5	5	6,5	9	12	15	18

Donde B es el ancho de la superficie.

Según Schaffernak el caudal formativo o caudal generativo del cauce es aquel caudal que transporta el mayor volumen de material sólido grueso.

Según Inglis el caudal dominante se define como aquel caudal hipotético, estacionario, que produciría el mismo resultado (en términos de la misma geometría hidráulica actual) que la serie de caudales transcurridos. Este caudal es el que llena y forma el cauce principal sin ocupar las llanuras de inundación.

La teoría de régimen es aplicable con material cohesivo y arenoso. Como la mayoría de los datos adquiridos para la obtención de las fórmulas de estos métodos han sido tomadas en canales con fondo y orillas cohesivas, tienen una gran utilidad para el diseño de canales formados con ese material. Por otra parte, el transporte de material sólido en suspensión, en la mayoría de los canales observados, fue menor a 500 ppm.

Los tramos de ríos con ese tipo de material se encuentran en las planicies.

3.1.3.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS CANALES ESTABLES

Los canales estables son estructuras hidráulicas que conducen agua al igual que cualquier otro tipo de canal, y se construyen para realizar aprovechamiento hidráulico en zonas de riego, también para el control de inundaciones, etc.,

Se caracterizan por ser canales excavadas en tierra que no poseen revestimiento alguno; y se diferencian de los otros tipos de canales porque sus contornos no son erosionables, lo cual implica que no se presentan depósitos de sedimentos a lo largo de toda su área transversal, se fundamentan en el principio de que las fuerzas erosivas son mucho menores que las fuerzas resistentes.

La velocidad mínima permisible o velocidad no sedimentable es la menor velocidad que no permite el inicio de la sedimentación y no induce el crecimiento de plantas acuáticas y de musgo. Esta velocidad es muy incierta y su valor exacto no puede definirse con facilidad.

Para aguas que no tengan carga de limos o para flujos previamente decantados, este factor tiene una pequeña importancia excepto por su efecto en el crecimiento de plantas. En general puede adoptarse una velocidad media de 0.6 a 0.9 m/s, cuando el porcentaje de limos presente en el canal es pequeño, y una velocidad media no inferior a 0.76 m/s prevendrá el crecimiento de vegetación que disminuiría seriamente la capacidad de transporte del canal.²²

La pendiente longitudinal del fondo del canal por lo general está dada por la topografía y por la altura de energía requerida para el flujo de agua. En muchos casos, la pendiente depende también del propósito del canal; por ejemplo los canales utilizados para propósitos de distribución de agua, como los utilizados en irrigación, abastecimientos de agua, minería hidráulica y

²² VEN TE, CHOW, Hidráulica de canales abiertos, Estados Unidos, Universidad de Illinois, 2004

proyectos hidroeléctricos requieren de un alto nivel en el punto de entrega. Por lo tanto es conveniente una pendiente pequeña para mantener en el mínimo posible las pérdidas de elevación.

3.1.3.2. CLASIFICACIÓN DE LOS CANALES ESTABLES

Los canales estables se clasifican en dos grandes grupos:

- Canales sin arrastre y,
- Canales con arrastre o canales aluviales.

Esta clasificación se realiza en función de varios parámetros que dan o no movimiento o arrastre a los sedimentos, tales como el caudal de diseño, el tipo del material del cual está constituido el canal, pendiente del mismo, sección transversal, ángulo de reposo de las partículas del lecho del cauce, esfuerzo cortante crítico de fondo, esfuerzo cortante crítico en el talud, profundidad media del flujo, y el radio hidráulico.

Se consideran también dentro de los parámetros para esta clasificación a la velocidad media del flujo y la relación que tiene esta con la velocidad media crítica, lo cual indica o no la condición de canal sin arrastre o canal con arrastre o canal aluvial.

3.1.3.3. CANALES SIN ARRASTRE

Los canales artificiales no revestidos por lo general son erosionables, excepto aquellos que se excavan en cimentaciones firmes, como un lecho de roca. Para poder lograr la estabilidad de los canales que se construyen con la finalidad de conducir agua, debe de asegurarse que no existe erosión de sus paredes y fondo, esto se logra al mantener las fuerzas erosivas que actúan sobre las partículas del material de los canales menores que las fuerzas que resisten el movimiento de dichas partículas.²³

²³ DELGADILLO, DIEGO; LÓPEZ, RICARDO, Hidráulica de ríos, Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura.

Dicha condición de canales estables sin arrastre de material sólido, se fundamenta en el estudio del origen y propiedades de los sedimentos; tales como: tamaño y forma de la partícula, ángulo de reposo, densidad, peso específico, velocidad de sedimentación de la partícula, que fueron descritos anteriormente, y especialmente basa su estudio en el esfuerzo cortante crítico.

3.1.3.3.1. ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO

El esfuerzo cortante medio crítico que actúa sobre la frontera de un canal con flujo uniforme viene dado por la ecuación de Garde y Ranga Raju en el año de 1985:

$$\tau_o = \gamma_m * R * S \quad (3.5)$$

Donde:

τ_o = esfuerzo cortante crítico, N/m³

γ_m = peso específico del fluido, en kg/m³

R = radio hidráulico, en m,

S = pendiente del canal, en porcentaje.

Debe de tomarse en cuenta que la distribución perimetral del esfuerzo cortante no es uniforme, Lane en 1953 estableció que dicho esfuerzo cortante para el fondo de canales de sección transversal trapezoidal es aproximadamente a $\gamma_m * R * S$, y que para los lados del canal es del 76% de dicho valor.

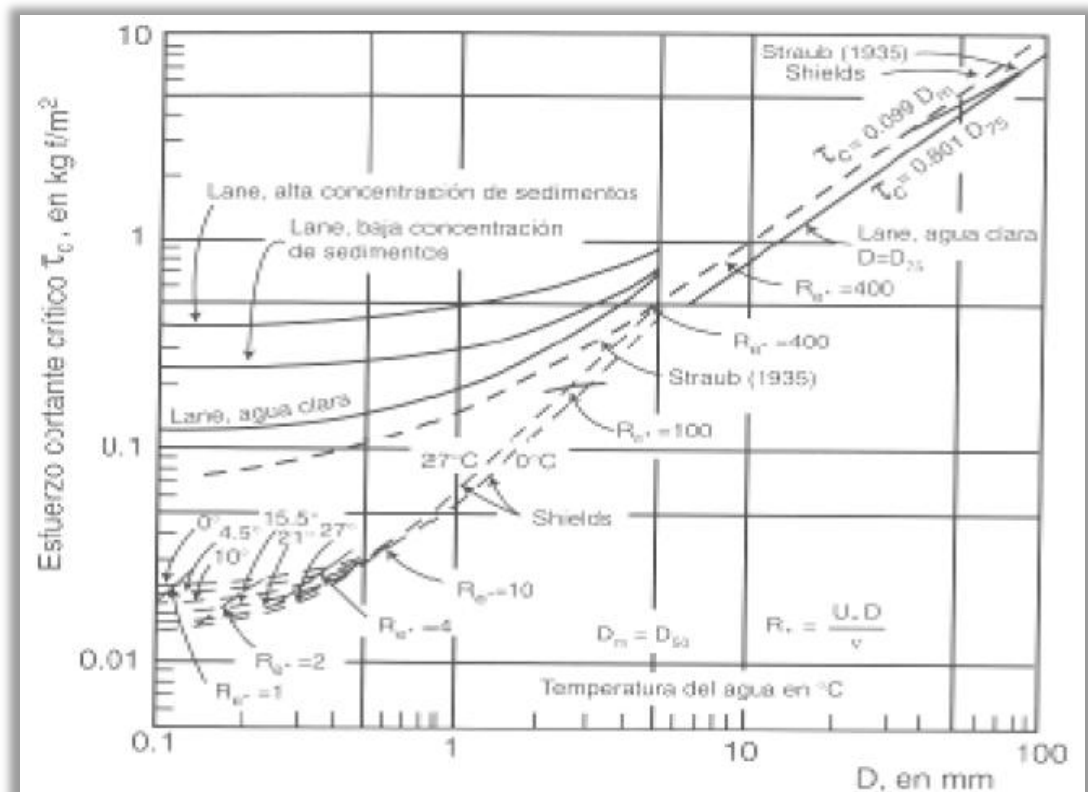
Existen también diversos criterios para determinar el esfuerzo cortante crítico cuando el material es granular, y cuando es cohesivo.

- **Esfuerzo cortante crítico en suelos granulares**

Según Shields, White y Lane, se recomienda para fines de diseño de canales estables sin arrastre, determinar los valores críticos del esfuerzo cortante para suelos granulares mediante el uso de las curvas de Maza en 1981, quien propuso obtener dichos esfuerzos en función del diámetro de las partículas.

En la figura 3.6 puede observarse también las curvas propuestas por Shields para la determinación de los esfuerzos en función del número del Reynolds asociado con la velocidad al esfuerzo cortante U .

Figura 3.7. Esfuerzo cortante para suelos granulares en función del diámetro

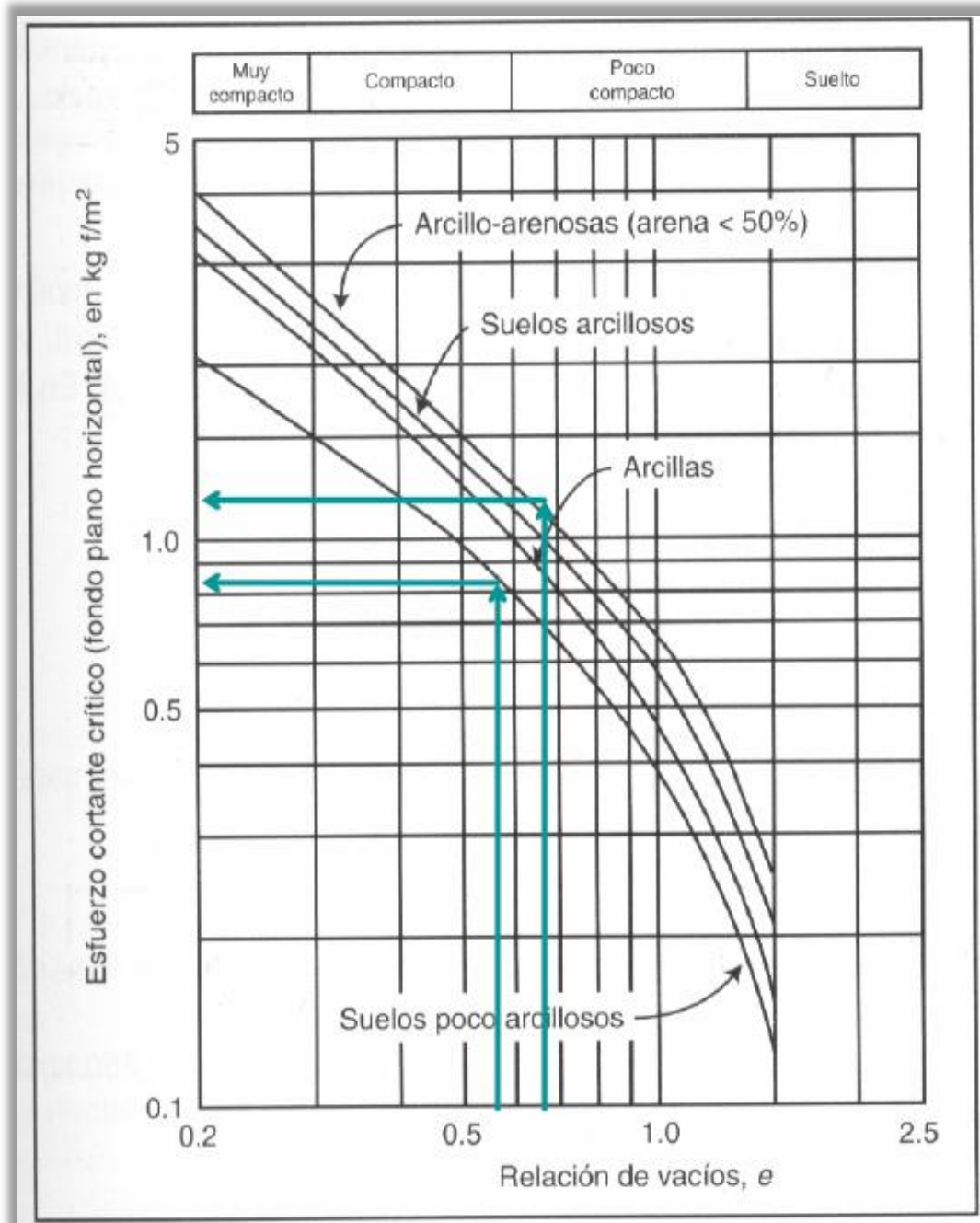


Fuente: DOMÍNGUEZ, CONSTANTINO, Diseño de Canales Estables, Departamento de Hidráulica

- **Esfuerzo cortante crítico en suelos cohesivos**

El esfuerzo cortante crítico para suelos cohesivos se obtiene mediante la utilización de las curvas propuestas por el Bureau of Reclamation, USBR, en las que se obtiene dicho valor en función de la relación de vacíos y del contenido de arcilla existente.

Figura 3.8. Esfuerzo cortante para suelos cohesivos (contenido de arcilla – e)



Fuente: DOMÍNGUEZ, CONSTANTINO, Diseño de Canales Estables, Departamento de Hidráulica

3.1.3.4. CANALES CON ARRASTRE O CANALES ALUVIALES

Los canales con arrastre, canales aluviales o canales con transporte de sedimentos, son aquellos en los cuales el flujo transporta sedimentos con las mismas características del material del fondo y de los lados del canal.

Garde y Ranga Raju afirman que si el esfuerzo cortante en cualquier punto sobre las fronteras de un canal excede el esfuerzo cortante crítico del material que los forma, entonces se produce el movimiento de las partículas. Estos canales pueden ser estables solamente si la capacidad del transporte de los sedimentos es igual a la cantidad con la que está siendo abastecido.

Cuando se diseña un canal con transporte de sedimentos, el objetivo fundamental es el de determinar las características geométricas, así como la pendiente del fondo finales que lo hagan estable.

Para el caso de canales aluviales que son avivados en su extremo inicial con un gasto líquido y sólido, se ajustará entonces la pendiente, ancho y tirante de la sección hasta que el gasto líquido arrastre en forma uniforme y continua el sedimento alimentado.

3.1.3.5. VARIABLES DE DISEÑO

El diseño de canales estables se basa en el estudio de diferentes parámetros, tanto geométricos como hidráulicos, mismos que son función directa de varias variables, entre las que tenemos:

- **Variables de flujo**

Las variables de flujo corresponden al caudal o gasto medio de la mezcla producida: agua-sedimento, el transporte de sedimentos, expresado como q_s , la concentración de los sedimentos C , el tirante promedio del flujo d , la pendiente de la superficie del agua S .

- **Variables de sedimentos**

Como se indicó anteriormente las variables que intervienen son: el diámetro medio del sedimento D_m , tamaño de la partícula, forma, ángulo de reposo, densidad δ , peso específico γ .

- **Variables de fluido**

Entre las variables de fluido podemos citar a la densidad del agua ρ , viscosidad cinemática del agua, temperatura.

- **Variables de la geometría del canal**

Correspondientes a los parámetros hidráulicos para diferentes secciones transversales tales como: área A , perímetro mojado P , radio hidráulico R , factor de sección Z

3.1.4. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE FLUJO SIN ARRASTRE

Las variables que intervienen en un fenómeno hidráulico y que caracterizan al mismo, pueden sintetizarse en tan sólo ocho; de ahí que el análisis de su combinación permite su comprensión, estas variables son:

- 1.- Fuerza F ,
- 2.- Longitud L ,
- 3.- Velocidad v ,
- 4.- Densidad δ ,
- 5.- Viscosidad cinemática η ,
- 6.- Aceleración de la gravedad g ,
- 7.- Velocidad del sonido, C_s ; y,
- 8.- Tensión superficial s .

Todas las fuerzas existentes dentro de un fenómeno hidráulico permiten determinar los números adimensionales de Froude, Reynolds y Weber.

El flujo en canales abiertos puede clasificarse en los siguientes tipos de regímenes:

- Laminar – subcrítico,
- Laminar – supercrítico
- Turbulento – subcrítico,
- Turbulento – supercrítico

Los dos primeros no son frecuentes en la hidráulica de canales; sin embargo ocurren en flujos con profundidades pequeñas y son importantes en el estudio sobre el terreno y el control de la erosión en ese flujo.

Para realizar dicha clasificación se utilizan los números de Froude y de Reynolds, que son descritos más adelante.

3.1.4.1. NÚMERO DE FROUDE

El estado de flujo en canales abiertos está gobernado por los efectos que existen entre la viscosidad y la gravedad relativa a las fuerzas de inercia del flujo. Este efecto de la gravedad se representa por una relación de las fuerzas de inercia a las fuerzas de gravedad. Esta relación está definida por el número de Froude y es el cociente que existe entre la velocidad media y la celeridad relativa de la onda dinámica, o lo que lo mismo la relación que existe entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales.²⁴, y está dada por la siguiente expresión:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g L}} \quad (3.6)$$

²⁴ ZUCARELLI, GRACIELA; DEL VALLE MARÍA, Flujo en canales abiertos: caracterización en cursos de la república de Santa Fé, Argentina, Universidad Nacional del Litoral, Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas.

En donde:

v = velocidad, en m/s,

g = aceleración de la gravedad , en m/s^2 ; y,

L = longitud característica, en m.

En canales abiertos L es igual a la profundidad hidráulica D , que es definida como el área de la sección transversal del agua perpendicular a la dirección de flujo en el canal, dividida entre el ancho de la superficie libre, mientras que para canales rectangulares L es igual a la profundidad de la sección de flujo.

De tal manera que el valor de la velocidad del flujo tiene una gran ocurrencia sobre el resultado, con lo cual se podía separar cada uno de los regímenes de flujo de la siguiente manera:

Fr = régimen Crítico

$Fr <$ régimen Subcrítico

$Fr >$ régimen Supercrítico

Cuando se presenta flujo subcrítico, el papel de las fuerzas gravitacionales es más dominante: el flujo tiene una velocidad baja, es muy tranquilo y la corriente es lenta, mientras que si el flujo es supercrítico las fuerzas inerciales se vuelven dominantes, el flujo posee gran velocidad y se describe como rápido, ultrarápido y torrencial.

3.1.4.2. NÚMERO DE REYNOLDS

El efecto de la viscosidad relativo al de la inercia, puede representarse por el número de Reynolds que es representado por la relación que existe entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de rozamiento, viene dado por la siguiente expresión:

$$Re = \frac{VL}{\nu} \quad (3.7)$$

En donde:

V = velocidad del flujo, en m/s

L = longitud característica, y es igual al radio hidráulico R del conducto, en m.

ν = viscosidad cinemática del agua, en kg/ms

El número de Reynolds determina cuando existe un flujo laminar o turbulento, valores pequeños se utilizan para describir el flujo laminar, mientras que valores mayores corresponden al flujo turbulento. El rango intermedio corresponde a un flujo en estado de transición, así:

Flujo laminar: $Re < 500$

Flujo turbulento: $Re > 2000$

Flujo en transición: $500 < Re < 2000$

3.1.4.2.1. FLUJO LAMINAR

Cuando el gradiente de velocidad es bajo, la fuerza de inercia es mayor que la de fricción, las partículas se desplazan pero no rotan, o lo hacen pero con muy poca energía, el resultado final es un movimiento en el cual las partículas siguen trayectorias definidas, y todas las partículas que pasan por un punto en el campo del flujo siguen la misma trayectoria.

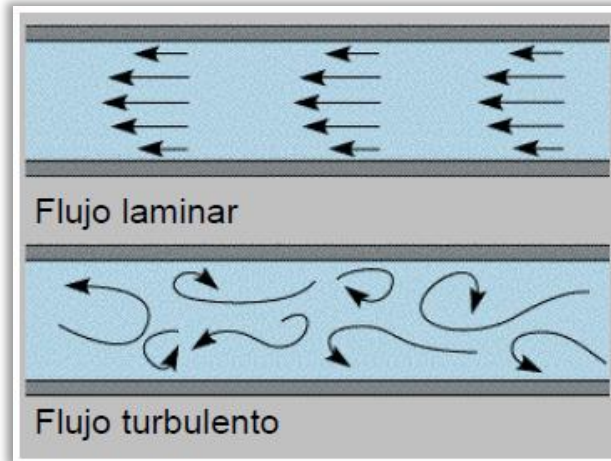
En el flujo laminar las partículas se desplazan en forma de capas o láminas.

3.1.4.2.2. FLUJO TURBULENTO

Al aumentar el gradiente de velocidad se incrementa la fricción entre partículas vecinas al fluido y adquieren una energía de rotación apreciable; la viscosidad pierde su efecto y debido a la rotación las partículas cambian

de trayectoria las partículas chocan entre sí y cambian de rumbo en forma errática.²⁵

Figura 3.9. Flujo laminar y flujo turbulento



Fuente: SAIZ, JUAN, Hidráulica de Canales, Universidad de Sonora, Departamento de Ingeniería Civil y Minas,

Si las fuerzas de inercia del fluido en movimiento son muy bajas, la viscosidad es la fuerza dominante y el flujo es laminar. Cuando predominan las fuerzas de inercia el flujo es turbulento.

3.1.4.3. NÚMERO DE WEBER

Es un número adimensional utilizado en fenómenos hidráulicos y que es útil en el análisis de flujos que circulan por una superficie cualquiera. Es una medida de la importancia relativa que existe entre la inercia del fluido y la tensión superficial.

La tensión superficial del líquido en la superficie de una gota es lo que mantiene la forma de la misma; si una gota pequeña es sometida a la acción de un chorro de aire, y existe una velocidad relativa entre el aire y la gota, fuerzas inerciales que se deben a esta fuerza hacen que la gota se deforme.

²⁵ SAIZ, JUAN, Hidráulica de Canales, Universidad de Sonora, Departamento de Ingeniería Civil y Minas,

Si el número de Weber es demasiado grande, las fuerzas inerciales superan a las fuerzas de tensión superficial, las fuerzas inerciales superan a las fuerzas de tensión superficial, hasta el punto en que la gota se desintegra en gotas aún más pequeñas.

El número de Weber viene dado por la siguiente expresión:

$$We = \frac{\rho v^2 l}{\sigma} \quad (3.8)$$

En donde:

ρ = densidad del fluido, en kg/m^3 ,

v = velocidad del fluido, en m/s ,

l = longitud característica, en m ,

σ = tensión superficial, en N/m (fuerza por unidad de longitud)

3.1.5. RESISTENCIA AL FLUJO

En el análisis del flujo en cauces naturales existe una fuerte interrelación entre el factor de fricción, el transporte de sedimentos y la configuración geométrica de la superficie del lecho, ésta última definida como forma del lecho o configuración del fondo.

Recibe el nombre de forma del lecho o configuración del fondo, cualquier irregularidad de tamaño superior al mayor tamaño de la granulometría que la forma. La clasificación de las formas del lecho en los cauces arenosos se distingue dos tipos de regímenes de flujo denominados:

- Régimen de flujo inferior; y,
- Régimen de flujo superior

Con una zona de transición entre ellas.²⁶

Dentro del régimen de flujo inferior podemos encontrar:

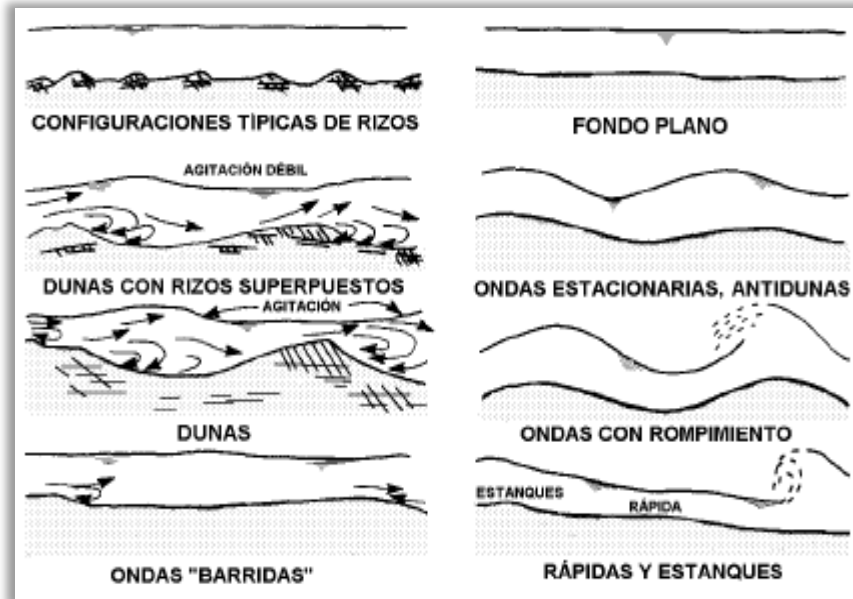
- Lechos planos sin arrastre, conocidos también como rápidos o pozos, estos tienen configuración completamente lisa y, el material del cual están compuestos los cauces no se erosionan con el paso del fluído.
- Rizos o rizaduras, que son ínfimas cantidades de arena o material fino que se deposita en el fondo del cauce, producto de la erosión, se van formando conforme avanza la corriente y pueden repentinamente desaparecer si aumenta la velocidad de la misma.
- Dunas, son montículos de material fino a granular que se profundizan aguas abajo en comparación al lecho aguas arriba, éste material se va depositando en el fondo del cauce y a lo largo del tiempo.

En el régimen de flujo superior tenemos:

- Lecho plano con transporte, de apariencia lisa, a diferencia del lecho plano sin arrastre el material que lo forma es fácilmente erosionable cuando el caudal del cauce fluye.
- Antidunas, ondulaciones de fondo en formas simétricas con una mayor velocidad, se forman principalmente cuando el flujo es de régimen supercrítico, es decir, la velocidad del flujo excede a la velocidad de la onda. Además estos producen mayor cantidad de sedimentos aguas abajo.
- Ondas estacionarias, es en donde se genera el cambio de lecho plano a antidunas.

²⁶ DOMÍNGUEZ, CONSTANTINO, Resistencia al flujo, Departamento de Hidráulica, Facultad de Ingeniería Civil.

Figura 3.10. Régimen de flujo



Fuente: DOMÍNGUEZ, CONSTANTINO, Resistencia al flujo, Departamento de Hidráulica, Facultad de Ingeniería Civil.

Es claro que en un canal aluvial en donde la geometría y el fondo son variables, la resistencia al flujo se compone de varios elementos, tales como:

- **Resistencia al flujo por fricción de grano**

Las partículas del sedimento transportado sobre un lecho aluvial originan fricción superficial o llamada también fricción de grano. En un cauce natural con material de fondo no uniforme, el tamaño característico de la partícula debe de ser tomado como el tamaño de la rugosidad que es el que caracteriza la fricción de grano.

- **Resistencia al flujo por formas de lecho**

El lecho de una corriente aluvial puede adoptar diferentes formas, este factor depende exclusivamente de las condiciones del flujo tales como: rizos y dunas. En ríos de montaña, la presencia de saltos bruscos y de pozos, rápidas y barras de fondo generen en el flujo un efecto de dragado de flujo.

- **Resistencia al flujo en llanuras**

El sedimento sobre las orillas de los ríos y sobre las llanuras es comúnmente muy fino en comparación con el material existente en el lecho; sobre las llanuras se encuentran sobre el nivel del agua, además crecen hierbas y arbustos. La rugosidad debido a ellos no cambia únicamente con sus características tales como: densidad, altura de los tallos, forma; sino que también se ve afectado por la profundidad y la velocidad reinante del flujo. Así, en un flujo de baja profundidad y con baja velocidad, los tallos se mantendrán rectos y ofrecerán máxima resistencia al flujo; mientras que para caudales mayores, en donde las hierbas y los arbustos se mantienen casi paralelos a la línea de corriente del flujo, la rugosidad generalmente permanece constante y cambia muy poco con el caudal.

- **Resistencia al flujo por forma del cauce**

Las pérdidas que se ocasionan por la fricción durante un flujo también perturban a la forma del cauce. Para cauces con barras de arena, el flujo puede ser trezado o muy sinuoso, el ancho del flujo es de comportamiento variable y la resistencia al flujo por ende es demasiado alta. Si una corriente de caudal relativamente bajo tiende a ser recta, la resistencia de forma del cauce para caudales bajos es más alta que aquella con caudales altos.

- **Resistencia al flujo por estructuras artificiales existentes**

Las estructuras artificiales existentes construidas a lo largo o en un sitio específico sobre el cauce de un río, tales como puentes crean una resistencia local, la misma que depende de la magnitud, forma, tamaño y orientación que tenga dicha estructura.

Existen diversos métodos para estudiar la resistencia al flujo, todos ellos han obtenido sus fórmulas considerando varios parámetros, tales como:

- La velocidad media,
- El tirante,
- La pendiente longitudinal del río,
- La densidad del agua, la viscosidad del agua,
- La granulometría del material del lecho,
- El peso específico del material,
- El factor de forma de la partícula; y,
- La sinuosidad del cauce

La resistencia al movimiento está compuesta por:

- 1.- Resistencia asociada a la partícula; y,
- 2.- Resistencia asociada a la forma del lecho.

3.1.5.1. MÉTODO DE ENGELUND

Engelund expresa la resistencia al flujo en términos de la pendiente longitudinal del cauce, de modo que el valor de la resistencia total puede obtenerse a partir del parámetro de Shields, el cual es descrito a continuación:

3.1.5.1.1. PARÁMETRO DE SHIELDS

Se han realizado varios estudios experimentales acerca del fenómeno de resistencia al flujo, entre los cuales tenemos el presentado por Shields, el mismo que relaciona la variación de un parámetro adimensional (T) con el número de Reynolds (Re), estableciendo así los límites de movimientos que reinan en la partícula, en función del esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante en el fondo del lecho está dado por:

$$\tau_c = \gamma R S \quad (3.9)$$

En donde:

τ_c = esfuerzo cortante en el fondo del lecho, en KN/m^2 ,

R = radio hidráulico, en m,

S = pendiente del fondo del canal,

γ = peso específico del agua, en N/m^3 .

Entonces el parámetro de Shields sería:

$$\tau_c^* = \frac{(\tau_0)_c}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (3.10)$$

En donde:

τ_c^* = parámetro de Shields,

$(\tau_0)_c$ = esfuerzo cortante en el fondo del cauce al momento en que se produce el arrastre de la partícula,

γ_s = peso específico de la partícula, en N/m^3 ,

d = diámetro característico de la partícula, en m.

Y, se obtiene el número de Reynolds con la siguiente expresión:

$$Re = 11.6 \frac{d}{\delta} \quad (3.11)$$

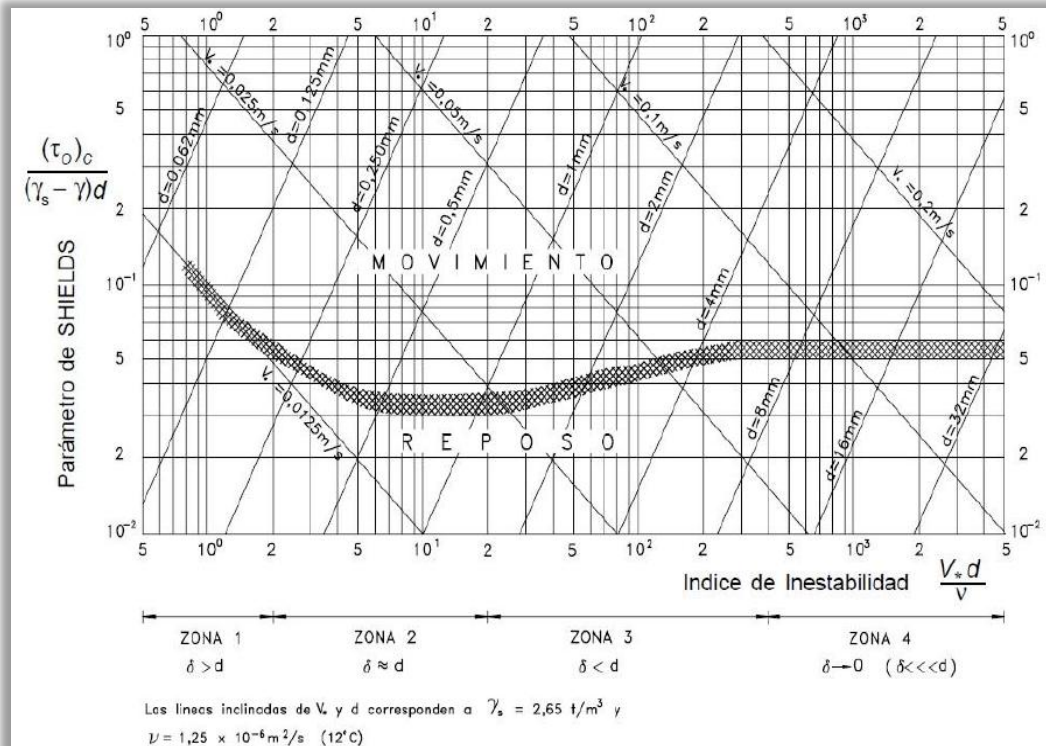
En donde:

Re = número de Reynolds, calculado con la velocidad de corte y el diámetro de las partículas,

d = diámetro característico de las partículas, en m,

δ = espesor de la subcapa granular, en m.

Figura 3.11. Diagrama de Shields



Fuente: ROCHA, ARTURO, Introducción a la Hidráulica Fluvial, 1998, Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil

En el diagrama de Shields se distinguen cuatro zonas:

ZONA 1:

En donde $\frac{V_* d}{\nu} < 2$; el espesor de la subcapa granular expresado con δ , es mayor que el diámetro de las partículas.

Para $Re \leq 1$ cumple qué: $Re^* \tau_c^* = 0.1$.

ZONA 2:

$2 < \frac{V_* d}{\nu} < 20$; el espesor de la subcapa granular (δ) y el diámetro de las partículas son de igual magnitud.

Para $Re = 11.6$ se tiene $d = \delta$

Parámetro de Shields toma un valor de 0.033.

ZONA 3:

$20 < \frac{V_* d}{\nu} < 400$; el espesor de la subcapa granular (δ) es menor que el diámetro de las partículas. El contorno se describe hidráulicamente como rugoso.

ZONA 4:

$\frac{V_* d}{\nu} > 400$; zona en donde se ha desarrollado por completo la turbulencia.

Parámetro de Shields permanece completamente constante. El número de Reynolds no provoca ningún cambio, el valor de la constante generalmente es de 0.06.

Aplicados todos estos conceptos, para determinar la resistencia al flujo mediante el método de Engelund nos valemos del siguiente grupo de ecuaciones:

$$\tau_* = \frac{\gamma_s * R * S}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (\text{en dirección perpendicular al flujo}) \quad (3.12)$$

$$\tau'_* = \frac{\gamma_s * R' * S}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (\text{en dirección paralela al flujo}) \quad (3.13)$$

Donde:

τ_* = parámetro de Shields,

γ_s = peso específico de las partículas, en N/m^3 ,

γ = peso específico del agua, en N/m^3 ,

d = diámetro característico de la partícula, en m,

R = radio hidráulico, en m.

Según el tipo de régimen:

Sí: $\tau'_* < 0.55$, se aplica:

$$\tau_* = 1.58 (\tau'_* - 0.06)^{\frac{1}{2}} \quad (3.14)$$

$$\tau'_* = 0.06 + 0.4 \tau_*^2 \quad (3.15)$$

Sí: $0.55 < \tau'_* < 1.00$, se aplica:

$$\tau_* = \tau'_* \quad (3.16)$$

Sí: $\tau'_* > 1.00$, se aplica:

$$\tau_* = [1.425 (\tau'_*)^{-1.8} + 0.425]^{-\frac{1}{1.8}} \quad (3.17)$$

$$\tau'_* = [0.702 (\tau_*)^{-1.8} + 0.298]^{-\frac{1}{1.8}} \quad (3.18)$$

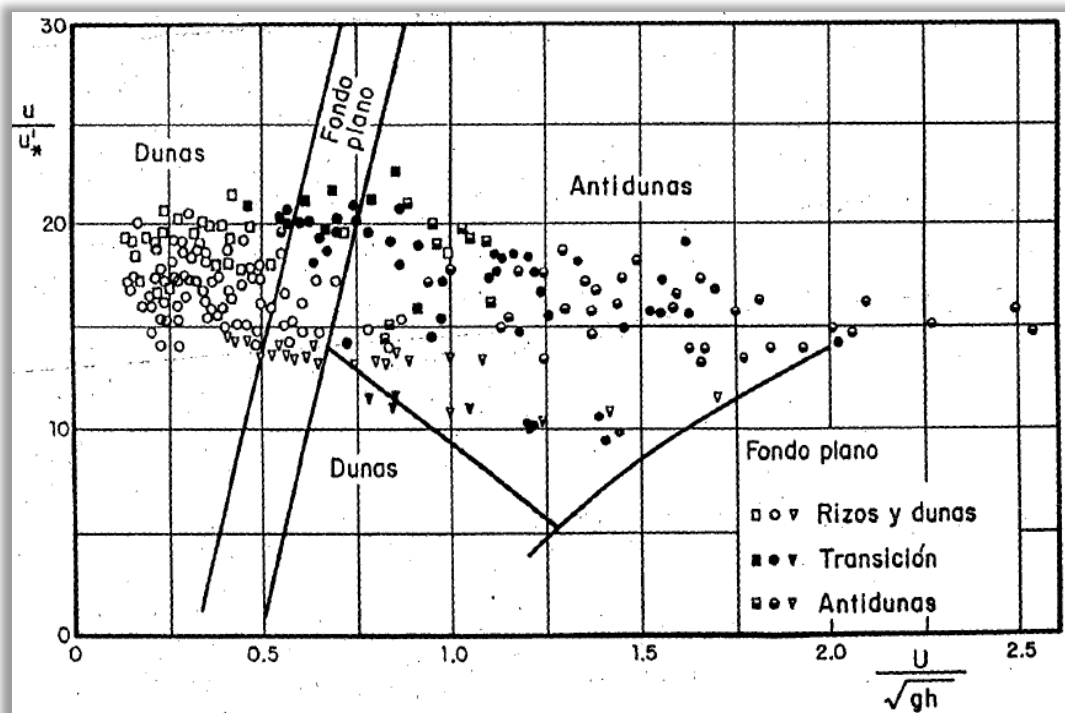
- **Procedimiento de cálculo**

Conocidos los valores del diámetro de la partícula, la pendiente longitudinal del cauce y el tirante dado se procede a aplicar éste método mediante el siguiente procedimiento de cálculo:

- a. Debe de asumirse un valor inicial para el radio hidráulico asociado a la partícula.
- b. Se debe calcular tanto la velocidad media como el parámetro de Shields, asociado a la partícula.
- c. Dependiendo del valor obtenido dentro del parámetro de Shields de la partícula, se procede a calcular el parámetro de Shields total.
- d. Calcular el radio hidráulico total.
- e. Calcular el gasto o caudal.

- f. Si el caudal obtenido es igual al gasto dado el proceso finaliza, caso contrario deberá de suponerse otro radio hidráulico de la partícula, y continuar con el proceso, es decir, el método puede volverse muy largo al ser iterativo.

Figura 3.12. Criterio de Engelund para definir el tipo de configuración de fondo



Fuente: BEREZOWSKY, MOISÉS; JIMÉNEZ AMADO, Cálculo de perfiles en ríos de fondo arenosos con métodos de resistencia al flujo de hidráulica fluvial, México, UNAM, Instituto de Ingeniería

3.1.5.2. MÉTODO DE MAZA Y CRUICKSHANK

El método es utilizado para determinar la velocidad media de un flujo turbulento sobre lechos móviles, Maza y Cruickshank proponen en 1973 relacionar tres parámetros adimensionales:

$$\frac{h}{D_{84}}, \frac{hS}{\Delta * D_{84}}, \frac{US}{\Delta * \omega_{50}} \quad (3.19)$$

En donde:

h = tirante, en m,

$\Delta = (\gamma_s - \gamma)/\gamma$, peso específico relativo del sedimento sumergido, en N/m^3 ,

γ_s = peso volumétrico del cauce, en kg/m³,

γ = peso volumétrico del agua, en kg/m³,

U = velocidad media, en m/s,

S = pendiente longitudinal del cauce,

ω_{50} = velocidad de caída de las partículas con diámetro D_{50} .

D_{50} = diámetro medio aritmético, que corresponde al diámetro del material en suspensión promedio en peso, en m,

D_{84} = diámetro tal que el 84 por ciento de la muestra del estudio del material del lecho en peso, tiene partículas menores que D_{84} , en m.

El primer parámetro es denominado de similitud geométrica, es una medida del nivel de turbulencia con relación al diámetro representativo de las partículas existentes en el fondo, el segundo parámetro toma en consideración a los esfuerzos relativos; y, el último parámetro cuantifica a la intensidad relativa de la turbulencia que se necesita para mantener el sedimento en suspensión y constituye la relación del trabajo consumado por el flujo en cada unidad de volumen y para cada unidad de tiempo, que se requiere para mantener en estado de suspensión a una unidad de volumen de material con velocidad de caída de las partículas con diámetro D_{50} (ω_{50}).

Cabe señalar que Maza y Cruickshank caracterizan el material en suspensión con el D_{50} , y al material correspondiente al lecho con el D_{84} .

Se utiliza la ecuación Rubey para determinar la velocidad de caída de las partículas que viajan en suspensión, ω_{50} :

$$\omega_{50} = F_1 \sqrt{\Delta g D_{50}} \quad (3.20)$$

Donde:

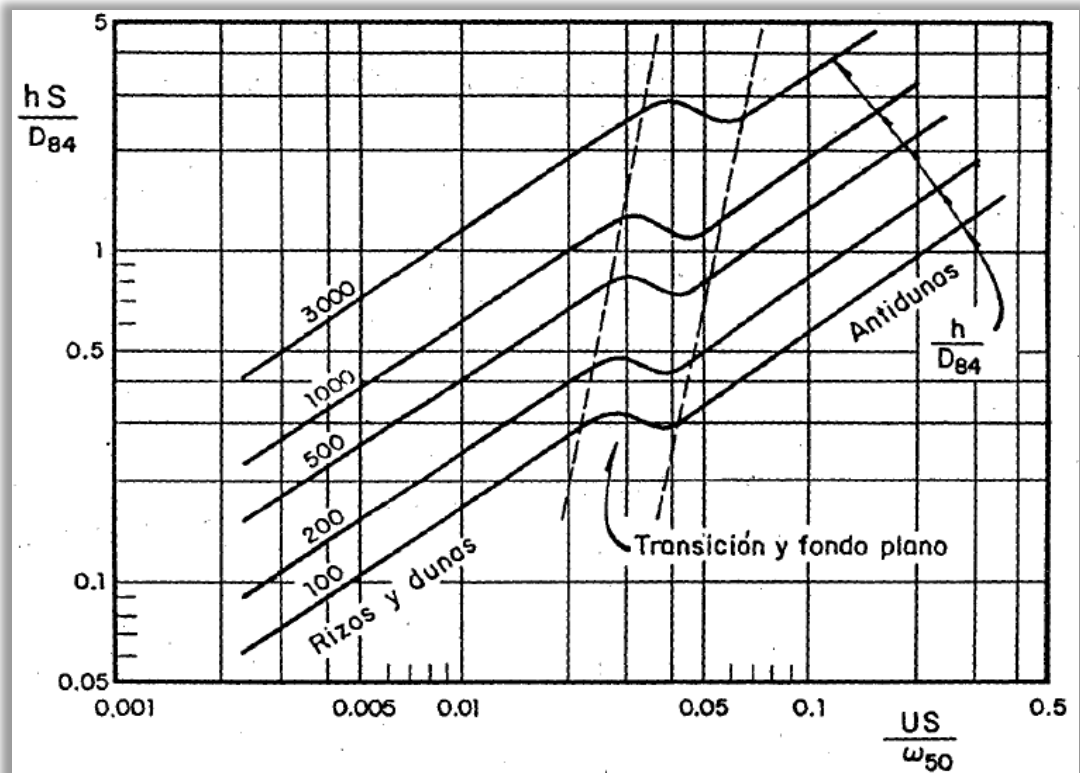
$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{\Delta g D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36 v^2}{\Delta g D_{50}^3}} \quad (3.21)$$

F_1 = coeficiente de Rubey,

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2 ,

ν = viscosidad cinemática del agua, en m^2/s

Figura 3.13. Diagrama para obtener la resistencia al flujo en cauces arenosos



Fuente: BEREZOWSKY, MOISÉS; JIMÉNEZ AMADO, Cálculo de perfiles en ríos de fondo arenosos con métodos de resistencia al flujo de hidráulica fluvial, México, UNAM, Instituto de Ingeniería

En la figura 3.10 se muestra el diagrama de resistencia al flujo que fue propuesto por Maza y Cruickshank, se puede apreciar en el lado izquierdo la zona de régimen inferior, mismos que corresponden a rizos y dunas; en la parte derecha de la figura se observa la zona de régimen superior que corresponden a antidunas, en la parte central puede apreciarse la zona correspondiente a la transición.

Maza y Cruickshank con experiencia de campo y de laboratorio obtuvieron las siguientes expresiones para rizos y dunas (régimen inferior):

$$U = 7.58 * \omega_{50} \left(\frac{h}{D_{84}} \right)^{0.634} \left(\frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \quad (3.22)$$

Donde:

U = velocidad media del flujo, en m/s,

La expresión anterior es válida si:

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left(\frac{h}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \quad (3.23)$$

Y, para antidunas (régimen superior):

$$U = 6.50 * \omega_{50} \left(\frac{h}{D_{84}} \right)^{0.644} \left(\frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \quad (3.24)$$

Expresión válida si:

$$\frac{1}{S} \geq 66.5 \left(\frac{h}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382} \quad (3.25)$$

- **Procedimiento de cálculo**

Conocidos los valores de D_{50} , D_{84} , Δ , la pendiente longitudinal del cauce y el tirante dado, la velocidad media U puede obtenerse de la siguiente manera:

- Asumir un valor inicial del radio hidráulico,
- Asumir un tipo de régimen de flujo,
- Calcular la velocidad media,
- Calcular posteriormente el gasto o caudal,

- e. Si el gasto calculado es diferente del gasto dado, deberá suponerse otro radio hidráulico de la partícula y debe de repetir el procedimiento.
- f. Si el gasto calculado es igual al gasto dado, verificar el tipo de régimen,
- g. Si el tipo de régimen cumple con la relación $1/s$ se aceptan los resultados, caso contrario elegir otro tipo de régimen.²⁷

3.1.5.3. MÉTODO DE EINSTEIN BARBAROSSA

El método de Einstein y Barbarossa fue desarrollado en el año de 1952, estos autores plantean separar la resistencia total al flujo en dos componentes:

- La resistencia de superficie, la cual considera el tamaño y granulometría de los sedimentos en la superficie del fondo; y,
- La resistencia de forma, que incluye el efecto de la forma, altura y distancia entre las ondulaciones existentes.

El esfuerzo tangencial producido por cada unidad de superficie del fondo del cauce que se encuentra en contacto con el fluido, está dada por:

$$\tau_0 = \gamma * R * S \quad (3.26)$$

Donde:

τ_0 = esfuerzo tangencial, en N/m^2 ,

R = radio hidráulico, en m,

S = pendiente longitudinal del cauce.

La ecuación 3.26 el radio hidráulico es dividido en dos partes, la primera corresponde a la resistencia producida por el grano, R' , y la otra corresponde a la resistencia que es producto de la forma, R'' , entonces:

²⁷ DOMÍNGUEZ, CONSTANTINO, Resistencia al flujo, Departamento de Hidráulica, Facultad de Ingeniería Civil.

$$\tau_0 = \gamma * R' * S + \gamma * R'' * S \quad (3.27)$$

Lo cual implica qué:

$$\tau'_0 = \gamma * R' * S \quad (3.28a)$$

$$\tau''_0 = \gamma * R'' * S \quad (3.28b)$$

Tomando en cuenta estas dos últimas ecuaciones y la definición de la velocidad de fricción o velocidad asociada al esfuerzo cortante total del fondo U_* , tenemos:

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g R S} \quad (3.29)$$

Entonces, se pueden definir la velocidad de fricción asociada a la rugosidad que provocan los granos del sedimento, U'_* ; y, también la velocidad de fricción debida a las ondulaciones propias del lecho, U''_* con:

$$U'_* = \sqrt{\frac{\tau'_0}{\rho}} = \sqrt{g R' S} \quad (3.30a)$$

$$U''_* = \sqrt{\frac{\tau''_0}{\rho}} = \sqrt{g R'' S} \quad (3.30b)$$

La velocidad media o la pérdida por fricción debida a la fricción que existe entre las partículas, se obtiene mediante la ecuación de Keulegan, de la cual se valen Einstein y Barbarossa para obtener dicho parámetro:

$$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log \left(12.27 \frac{R'}{D_{65}} x \right) \quad (3.31)$$

Donde x es un factor de corrección por velocidad que toma en consideración los efectos producidos por la viscosidad, con el valor de:

$$\frac{D_{65}}{\delta'} \quad (3.32)$$

Donde:

D_{65} = diámetro tal que el 65 por ciento de la muestra del estudio del material del lecho en peso, tiene partículas menores que D_{65} , en m,

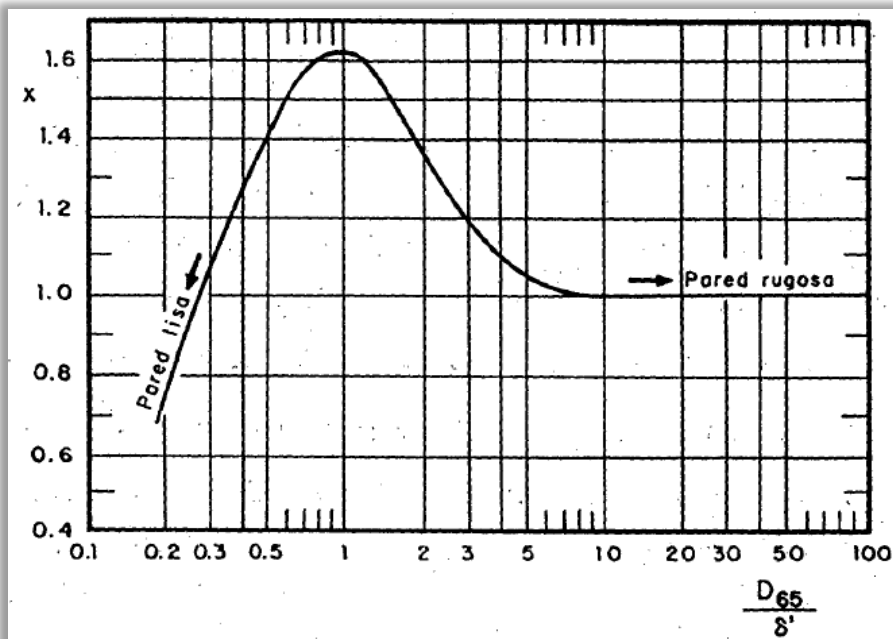
δ' = espesor de la subcapa viscosa, que es la zona lindante a la frontera en la cual predominan las fuerzas viscosas sobre las de inercia, en m; y se define como:

$$\delta' = 11.6 \frac{\nu}{U_*'} \quad (3.33)$$

ν = viscosidad cinemática del agua, en m^2/s ,

U_*' = velocidad de fricción asociada a la rugosidad que provocan los granos del sedimento, en m/s.

Figura 3.14. Factor de corrección x , para el método de Einstein Barbarossa



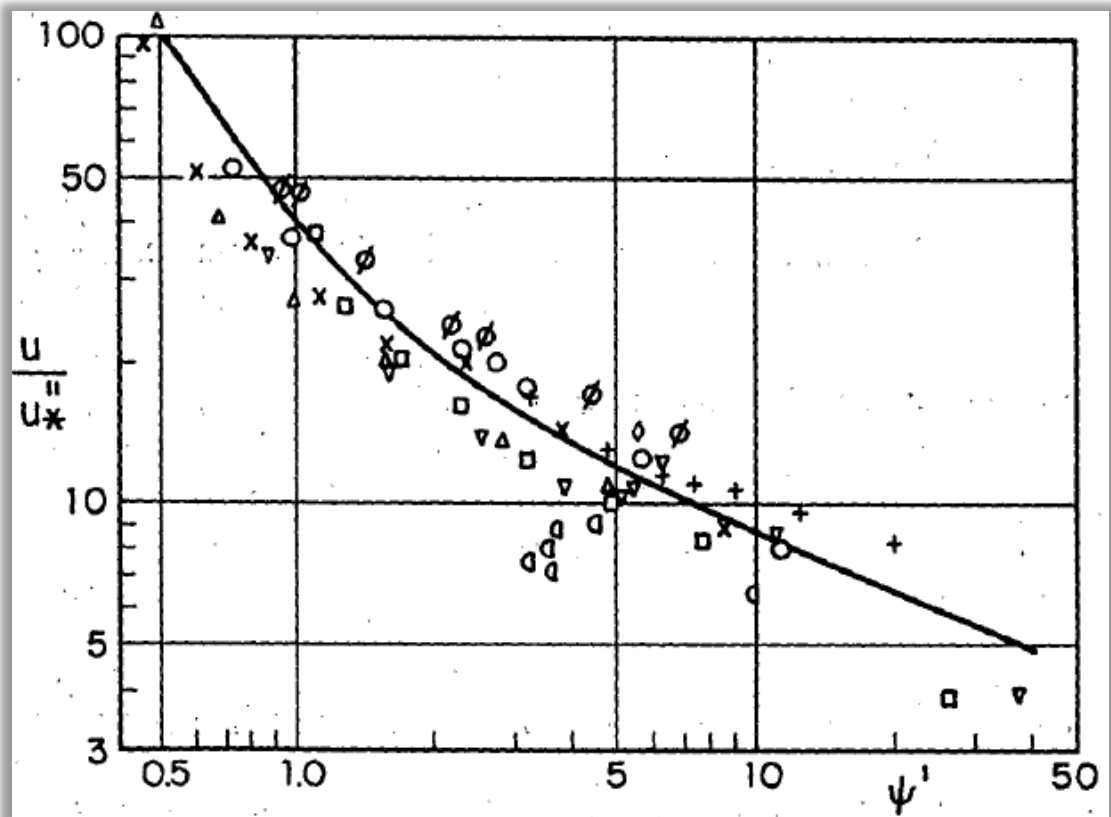
Fuente: BEREZOWSKY, MOISÉS; JIMÉNEZ AMADO, Cálculo de perfiles en ríos de fondo arenosos con métodos de resistencia al flujo de hidráulica fluvial, México, UNAM, Instituto de Ingeniería

La pérdida por fricción debida a las formas de fondo depende de la cantidad de transporte de sedimentos y esta no es fácil de determinar. Los autores valoraron dichas pérdidas en función del llamado parámetro de Einstein, ψ' , definido por:²⁸

$$\psi' = \frac{\Delta D_{35}}{R'S} \quad (3.34)$$

D_{35} = diámetro tal que el 35 por ciento de la muestra del estudio del material del lecho en peso, tiene partículas menores que D_{35} , en m,

Figura 3.15. Resistencia al flujo debido a las formas de fondo para el método de Einstein



Fuente: BEREZOWSKY, MOISÉS; JIMÉNEZ AMADO, Cálculo de perfiles en ríos de fondo arenosos con métodos de resistencia al flujo de hidráulica fluvial, México, UNAM, Instituto de Ingeniería

²⁸ BEREZOWSKY, MOISÉS; JIMÉNEZ AMADO, Cálculo de perfiles en ríos de fondo arenosos con métodos de resistencia al flujo de hidráulica fluvial, México, UNAM, Instituto de Ingeniería

En la figura 3.13 se puede observar la correlación obtenida por los autores del parámetro de Einstein con la relación U/U_*'' ; mediante la cual se puede determinar la velocidad media que considera las ondulaciones.

- **Procedimiento de cálculo**

Conocidos los valores de D_{35} , D_{65} , Δ_v , la pendiente longitudinal del cauce y el tirante dado, la velocidad media U puede obtenerse de la siguiente manera:

- a. Asumir un valor inicial del radio hidráulico asociado a la partícula,
- b. Calcular la velocidad de fricción o de corte asociada a la partícula,
- c. Calcular el factor de corrección de la velocidad,
- d. Calcular la velocidad media,
- e. Calcular el parámetro de intensidad de corte o parámetro de Einstein,
- f. Calcular la velocidad de corte asociada a la forma del lecho,
- g. Calcular el radio hidráulico asociado a la forma del lecho,
- h. Calcular el radio hidráulico total,
- i. Calcular el área de la sección transversal en función del radio hidráulico total,
- j. Calcular el gasto o caudal, si éste es igual al dado, el proceso termina, si no se debe suponer otro radio hidráulico asociado a la partícula y repetir nuevamente el proceso.

En resumen, el problema que se pretende resolver con la resistencia al flujo es:

Dado un caudal o gasto, determinar el radio hidráulico y con ello la elevación de la superficie libre del agua; y, dado un radio hidráulico determinar el gasto transportado.²⁹

²⁹ DOMÍNGUEZ, CONSTANTINO, Resistencia al flujo, Departamento de Hidráulica, Facultad de Ingeniería Civil.

3.1.6. CURVA DE SHIELDS EN EL SISTEMA DE EJES (τ^* , D^*)

La forma más apropiada de representar la curva de Shields es en el sistema de ejes (τ^* , D^*), como se indica en la figura 3.14, en donde el diámetro adimensional D^* , es definido como:

$$D^* = \left(\frac{Re^{*2}}{\tau^*} \right)^{\frac{1}{3}} = d \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (3.35)$$

En donde:

Re = número de Reynolds,

τ^* = esfuerzo cortante producido en la corriente, en kg/m^2 ,

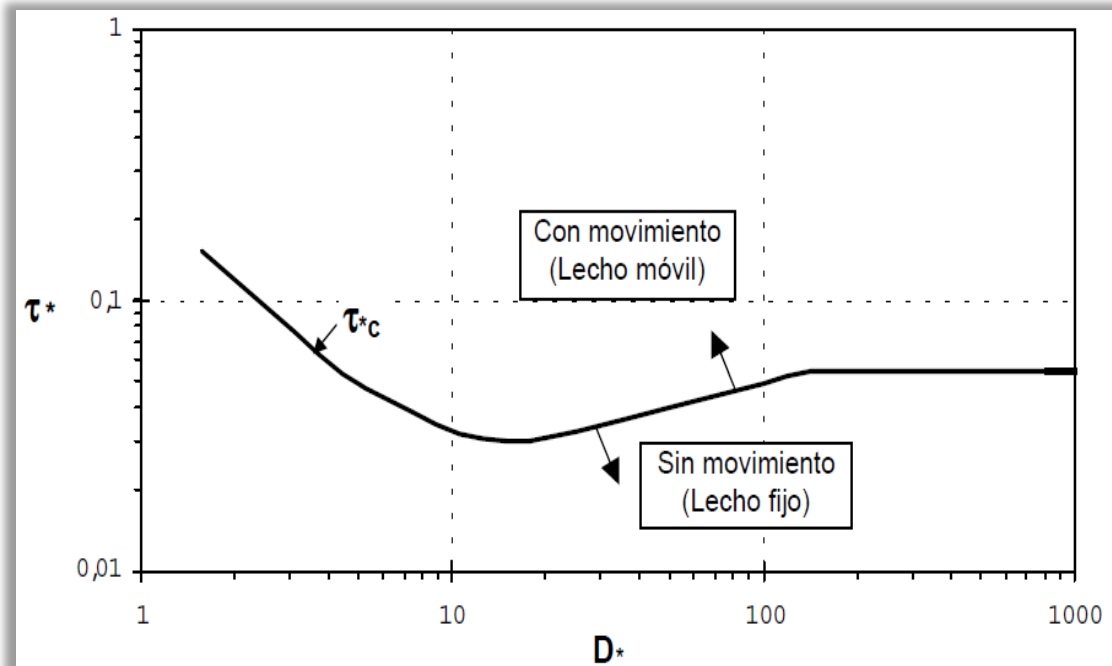
d = tirante de agua, en m,

s = pendiente longitudinal del cauce,

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2 ,

ν = viscosidad cinemática del agua, en m^2/s .

Figura 3.16. Curva de Shields en el sistema de ejes (τ^* , D^*)



Fuente: BASILE, PEDRO, Geomorfología e Hidráulica Fluvial, Movimiento incipiente de los sedimentos, Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, Argentina, 2003.

A lo largo del tiempo se han presentado varios tipos de expresiones para que representen a la curva de Shields, mismas que toman en consideración el esfuerzo cortante crítico en función del diámetro D .

Entre estas expresiones analíticas podemos citar por ejemplo:

- Brownlie (1981)

$$\tau_{*c} = 0.22 D_*^{-0.9} + 0.06 \exp(-17.77 D_*^{-0.9}) \quad (3.36)$$

- Van Rijn (1984)

$$\tau_{*c} = \begin{cases} 0.24 D_*^{-1} & D_* \leq 4 \\ 0.14 D_*^{-0.64} & 4 < D_* \leq 10 \\ 0.04 D_*^{-0.10} & 10 < D_* \leq 20 \\ 0.13 D_*^{0.29} & 20 < D_* \leq 150 \\ 0.055 & D_* > 150 \end{cases} \quad (3.37)$$

En donde:

τ_{*c} = esfuerzo cortante crítico, en kg/m^2 ; y,

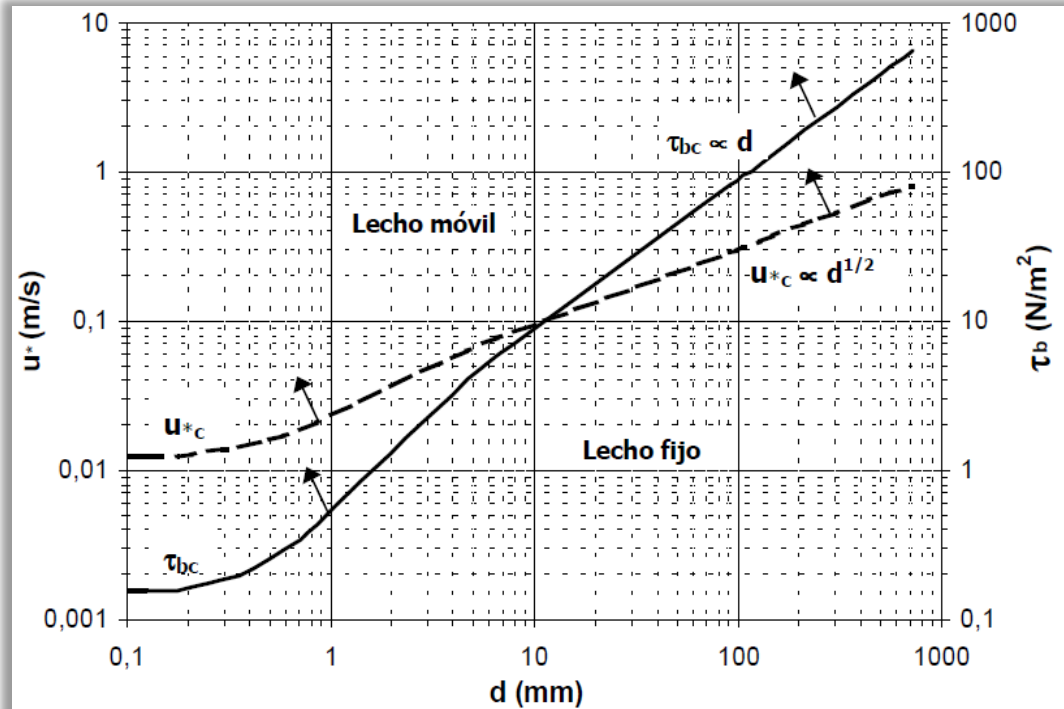
D_* = diámetro de la partícula, en m.

En la figura 3.17 puede apreciarse la velocidad de corte crítica y también la tensión de corte crítica, ambas en función del diámetro.

Estas curvas han sido establecidas a partir de las ecuaciones 3.37, considerando:

- $\rho_s=2650 \text{ kg/m}^3$,
- $\rho_w=1000 \text{ kg/m}^3$,
- $g=9.81 \text{ m/s}^2$; y,
- $v=1.01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Figura 3.17. Velocidad de corte crítica y tensión de corte crítica en función del diámetro



Fuente: BASILE, PEDRO, Geomorfología e Hidráulica Fluvial, Movimiento incipiente de los sedimentos, Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, Argentina, 2003.

3.1.6.1. VELOCIDAD MEDIA CRÍTICA

La velocidad media crítica puede determinarse partiendo de los valores de tensión de corte adimensional crítica, que fueron dados por Shields, así:

$$\frac{U_c}{v_{*c}} = \frac{C}{\sqrt{g}} \quad (3.38)$$

En donde:

v_{*c} = velocidad media crítica, en m/s,

U_c = velocidad media, en m/s,

g = aceleración de la gravedad, en m/s²,

C = coeficiente de Chezy.

En donde la velocidad de corte crítica, τ_{*c} , puede obtenerse valiéndonos de la tensión de corte adimensional crítica:

$$\tau_{*c} = \frac{v_c^{*2}}{(s-1)g d} \quad (3.39)$$

El denominado coeficiente de Chezy depende exclusivamente de las características propias del contorno, mismo que puede expresarse de la siguiente forma:

$$C = \frac{h^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (3.40)$$

Donde:

h = tirante hidráulico de la sección, en m,

n = coeficiente de rugosidad propio del entorno.

Cabe señalar que la curva de Shields se aplica para sedimentos con granulometría uniforme, debido a la limitación con respecto al valor al número de Reynolds; en donde, si $Re > 400$, la relación existente entre el esfuerzo de corte crítico y el diámetro se mantiene uniforme, y también la densidad del sedimento y del agua tomarían valores invariables.

3.1.7. EFECTO DE DISTINTOS FACTORES SOBRE LA TENSIÓN DE CORTE CRÍTICA DADA POR SHIELDS

La tensión de corte crítica expuesta por Shields, tiene su efecto en distintos parámetros, entre los que podemos señalar:

- Efecto del criterio utilizado para definir el movimiento incipiente,
- Efecto de la no uniformidad o heterogeneidad granulométrica,
- Efecto de la sumergencia relativa h/d,

- Influencia de la pendiente del fondo,

Siendo el de mayor importancia el primero, ya que de éste criterio se fundamenta el movimiento inminente o no de los sedimentos transportados en el lecho del cauce.

3.1.7.1. EFECTO DEL CRITERIO UTILIZADO PARA DEFINIR EL MOVIMIENTO INCIPIENTE

El valor crítico de la tensión de corte sobre el fondo del cauce dependerá del criterio a utilizarse para especificar la condición. Neill entre los años de 1968 y 1969 propone el siguiente parámetro adimensional:

$$N = \frac{n d^3}{U^*} \quad (3.41)$$

Donde:

n = representa al número de partículas o de granos que se desplazan por unidad de área y para cada unidad de tiempo.

En la curva de Shields corresponde aproximadamente un valor de $N = 15 \times 10^{-6}$ para sedimentos de tipo grueso. Para el diseño de protecciones laterales, es aconsejable utilizar un criterio mucho más bajo, por ejemplo: $N = 10^{-6}$.

En el año de 1971, se experimentó la medición de muy transporte de sedimentos gruesos inclusive con valores de esfuerzo cortante de $\tau_* = 0.02$.

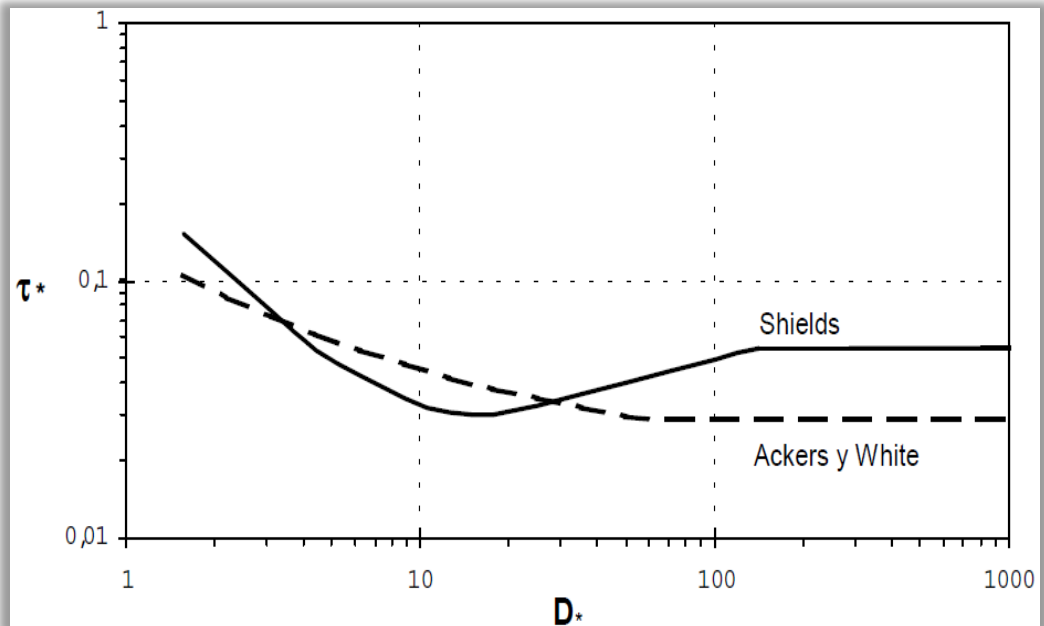
Según varios autores como: Ackers y White (1973); Ikeda (1982); Wilberg y Smith (1987) indican que la curva de Shields sobrestima el valor de τ_{*c} , especialmente para valores altos de D^* de material grueso; en donde el valor límite de τ_{*c} es relativamente cercano a 0.03, en lugar de 0.06.

Ackers y White en 1973, expresan la tensión de corte adimensional de la siguiente forma:

$$\tau_{*c} = \begin{cases} \left(\frac{0.23}{\sqrt{D_*}} + 0.14 \right)^2 & 1 < D_* < 60 \\ 0.029 & D_* \geq 60 \end{cases} \quad (3.42)$$

En la figura 3.16. se muestra la curva de Shields, en donde se incluye también la curva de Ackers & White, obtenida a partir de la ecuación 3.42.

Figura 3.18. Curva de Shields y Ackers & White



Fuente: BASILE, PEDRO, Geomorfología e Hidráulica Fluvial, Movimiento incipiente de los sedimentos, Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, Argentina, 2003.

3.1.7.2. EFECTO DE LA NO UNIFORMIDAD O HETEROGENEIDAD GRANULOMÉTRICA

Como se indicó anteriormente, la curva de Shields tiene validez únicamente para sedimentos con granulometría uniforme, debido a la limitación mencionada.

Cuando la granulometría no es uniforme o heterogénea se debe adoptar procedimientos diferentes; la no uniformidad o heterogeneidad granulométrica origina dos efectos:

- Las partículas gruesas ejecutan un efecto de protección sobre las partículas finas, esto hace que se reduzca considerablemente el movimiento que presentan las partículas finas. De ahí que si las condiciones hidrodinámicas lo permiten el esfuerzo cortante se verá en completo equilibrio con el diámetro del sedimento.
- Las partículas gruesas se encuentran más expuestas a la acción hidrodinámica de la corriente hídrica y en consecuencia se tendrá menor movimiento intrínseco, es decir, no habrá equilibrio entre el esfuerzo cortante y el diámetro del sedimento.

3.1.7.3. EFECTO DE LA SUMERGENCIA RELATIVA h/d

La sumergencia relativa se expresa como h/d y representa la profundidad/diámetro; para valores bajos de éste parámetro probablemente habrá un desvío de la curva de Shields hacia la zona de flujo turbulento desarrollado completamente, debido a que en este caso el esfuerzo producido no es representativa de la estructura del flujo turbulento cercano al fondo. La estructura de la turbulencia cerca del fondo de un fluido infinito es definida por completo por la tensión de corte y la rugosidad absoluta; para valores bajos de h/d , también la profundidad interviene, limitando de esta manera las dimensiones y la frecuencia de los vórtices que se generan en el fondo y distorsionando el perfil de la velocidad.

La relación que existe entre la duración de los vórtices y el tiempo mínimo requerido para acelerar la partícula se vuelve muy pequeño, por lo cual, se espera que los valores bajos de h/d generen un efecto estabilizador.³⁰

³⁰ BASILE, PEDRO, Geomorfología e Hidráulica Fluvial, Movimiento incipiente de los sedimentos, Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, Argentina, 2003.

Experimentos realizados por Ashida en el año de 1972 y por Graf en 1989, demuestran efectivamente que el esfuerzo cortante se incrementa a medida que disminuye el efecto de la sumergencia relativa h/d .

3.1.8. MOVIMIENTO INCIPIENTE (UMBRAL O INICIALIZACIÓN DEL MOVIMIENTO)

El concepto de arrastre incipiente de sedimentos puede definirse como la condición hidráulica asociada al umbral de movimiento de las partículas del lecho. Es la condición hidráulica límite para la cual se inicia el transporte sólido. Como condición hidráulica se entiende el valor de una variable o conjunto de variables que describen las características del flujo, por ejemplo la velocidad media del flujo, la velocidad de corte, la altura de escurrimiento.

La condición de transporte incipiente desde el punto de vista dinámico, concierne a un equilibrio entre todas las fuerzas hidrodinámicas que tienden a mover la partícula tales como las fuerzas de arrastre y sustentación; y las fuerzas que no permiten el movimiento de la partícula relacionadas directamente con la fricción o la fricción estática; y el entrapamiento de las partículas del lecho.

Las fuerzas hidrodinámicas y las fuerzas que se resisten al movimiento de las partículas del lecho, tienen un carácter no probabilístico, las primeras debido a la turbulencia que presenta el flujo y, las segundas debido a la variabilidad tanto de forma como de tamaño de las partículas del sedimento y de la cohesión que ellas tienen sobre el lecho.

Si se considera el esfuerzo de corte sobre el fondo, en una sección de un flujo turbulento y permanente sobre un lecho móvil, este esfuerzo presentará una notoria variabilidad, de tal modo que será posible establecer un valor medio de esfuerzo de corte.

Para que una partícula que se encuentra sobre el lecho se mueva, es necesario que el esfuerzo de corte que actúa sobre dicha partícula aumente,

de manera tal que exceda al esfuerzo de corte resistivo, que está ligado con el roce estático y cohesión de las partículas dentro del lecho.

Puede definirse la condición de arrastre incipiente en términos de los valores medios del esfuerzo de corte, de modo que para que haya arrastre se necesita que el esfuerzo medio de corte sea mayor al esfuerzo de corte crítico ($\tau > \tau_c$); sin embargo, es posible que aún cuando el esfuerzo medio de corte sea menor al esfuerzo de corte crítico ($\tau < \tau_c$); dentro del lecho haya arrastre de sedimento, puesto que sería perfectamente posible que puedan darse eventos de naturaleza turbulenta lo cual provocarían un gran esfuerzo de corte que excederían a los pequeños esfuerzos de corte resistivos en algunas partículas dentro del lecho.³¹

El arrastre incipiente también aparece en el caso de sedimento de granulometría gruesa, en este caso la variación de tamaños del sedimento en el lecho es muy apreciable, y por ende la variación del esfuerzo de corte resistivo, y el hecho de que habrá movimiento puede ser una probabilidad debido especialmente a las condiciones hidráulicas dentro de un flujo turbulento.

Se presenta a continuación tres intensidades de iniciación del movimiento, mismas que fueron definidas por Kramer:

- **Movimiento débil**

Las partículas más pequeñas tienden a moverse en lugares aislados, podría contarse el número de partículas que se encuentran en movimiento en un área determinada.

- **Movimiento medio**

Las partículas de diámetro medio se encuentran en movimiento, de manera que no hay la posibilidad de contarlas. El movimiento generado es de forma

³¹ Y, NIÑO, Hidráulica Fluvial y Transporte de Sedimentos, Transporte Hidráulico de Sólidos, Chile, Universidad de Chile, 2004

generalizada, pero posee una intensidad pequeña que no produce deformación en el fondo del lecho.

- **Movimiento general**

El movimiento se encuentra generalizado dentro de todo el lecho, este movimiento alcanza hasta las partículas de un diámetro tal que se produce un lecho de configuración variable, lo cual da lugar a las formas del fondo, constituyentes de las fases de transporte, tales como lechos planos, rizos, dunas, antidunas.

El fenómeno de movimiento incipiente o iniciación del movimiento es muy complejo. Cada grano que forma parte del lecho está sujeto a las siguientes fuerzas:

1. Peso propio del grano sumergido, es decir, su peso propio menos el empuje ejercido por el agua.
2. Fuerzas dinámicas de presión y corte, que son originadas en el escurrimiento, y,
3. Fuerzas de reacción del grano sobre el fondo.³²

Las formas de aproximación al estudio de la inicialización del movimiento son:

- La que se refiere a la acción del esfuerzo cortante, la que indica que el inicio del movimiento de las partículas se produce cuando el esfuerzo cortante en el fondo del lecho es igual al esfuerzo cortante crítico; y,
- Mediante la determinación de la velocidad crítica, la cual corresponde a la velocidad media de la corriente en la que se inicia el movimiento de las partículas en el lecho.

³² ROCHA, ARTURO, Introducción a la Hidráulica Fluvial, Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 1998

Una vez iniciado el movimiento, a éste le corresponde un caudal, denominado caudal crítico de arrastre (Q_0) y es igual al producto del área de la sección transversal por la velocidad crítica V_c .

Las partículas que forman parte de un cauce pertenecen a granulometrías completamente diferentes, motivo por el cual cada una de estas partículas tendrá su velocidad crítica y cada una reaccionará de diferente manera ante los eventos hidráulicos de turbulencia, lo cual indica que el movimiento incipiente o inicialización del movimiento es un fenómeno de carácter probabilístico.

Cabe señalar que desde el punto de vista ingenieril el concepto de arrastre o movimiento incipiente es importante y muy útil, puesto que permite analizar una serie de situaciones, motivo por el cual se diseñan obras con importancia práctica, tales como las protecciones de enrocado de muros de defensa fluvial.

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES

4.1. SISTEMAS PARA EL CONTROL DE LA SEDIMENTACIÓN

Los sistemas para el control de la sedimentación de embalses puede darse en dos etapas: el primero es en el medio productor de sedimentos, es decir, el recorrido en donde se da la producción de sedimentos (la cuenca); y será en el lugar en donde se debe de minimizar tanto la producción como el movimiento mismo de los sedimentos; el otro es en el nivel de la propia obra hidráulica, que a diferencia del anterior es en donde se debe maximizar el control sobre el paso de los sedimentos a lo largo de todo el cuerpo del embalse.

La prevención que se aplica a un proceso como es el de la sedimentación, son de tipo probabilístico, razón por la cual sus efectos no son inmediatos, y estos están referidos a obras que se proyectan generalmente para una vida media de entre 50, 100 y 150 años, por lo que su estudio debe de hacerse de forma completamente consciente, caso contrario se corre el riesgo de considerarse superficial, insigne o innecesario.³³

1. La producción, tipo y movilización de sedimentos

Para el caso de la sedimentación de embalses, el punto de partida para su prevención, es la de disponer de información suficiente sobre dicha temática, tales como erosión real de las cuencas donde se encuentra la obra hidráulica o donde se construirá.

Debe de localizarse las zonas en donde se produce el sedimento, deberá adecuárselas con obras de contención o en su defecto mediante

³³ PALAU, ANTONIO, La sedimentación en embalses. Medidas preventivas y correctoras, Dirección de Medio Ambiente y calidad, España.

recuperaciones y adecuado mantenimiento de la cubierta vegetal, dicho aspecto es fundamental para reducir la producción de sedimentos y también para conservar la vida útil de los embalses.

Localizadas las zonas de producción de sedimento, es importante también conocer la naturaleza mineral del mismo, pues su efecto es completamente diferente dependiendo el tipo de sedimento.

Para proyectos hidroeléctricos es necesario conocer el contenido de cuarzo en los sedimentos, debido a su capacidad abrasiva, por otro lado, la cuantificación del transporte de sedimentos permite también conocer la forma en que se depositará el sedimento, y su distribución dentro del embalse.

La cuantificación del transporte del sedimento tiene limitación, debido a la diversidad de formas de transporte a los cuales se somete el sedimento, tales como en suspensión, de fondo, en saltos; además se suman la inestabilidad temporal y heterogeneidad con la que se da el transporte.

La utilización de equipos de muestreo adecuados y con personal altamente calificado es fundamental para minorar las imprecisiones hasta un rango aceptable para este tipo de estudios; a pesar de esto lo tradicional es que las estimaciones de transporte de sedimento sean diferentes de la realidad, de ahí que las tasas de sedimentos medidas en embalses sean superiores a las previstas en el diseño.

2. La prevención aplicada al diseño de presas y azudes

Como se indicó anteriormente existen muchas formas para conocer la problemática de la producción y posterior transporte del sedimento, pese a esto existen alrededor de todo el mundo muchas obras hidráulicas en donde jamás se ha cuantificado este problema, y además de esto, en muchos

proyectos nuevos no se toma en cuenta y se adoptan diseños inadecuados para los efectos que produce la sedimentación dentro de los embalses.³⁴

Debe de valorarse la importancia que tiene la dinámica de los sedimentos del sector y las previsiones de sedimentación del embalse que se van a tomar para definir la altura de la presa sobre todo en la cota de captación de agua.

La altura de la presa puede aumentarse para remediar la sedimentación, pero esto sería nada más que una solución temporal, y para el caso de presas de pequeña altura pueden construirse obras de evacuación de los sedimentos tales como compuertas o desagües de fondo, de manera que el embalse pueda absorber la máxima crecida de diseño, sin que haya la necesidad de modificar el perfil hidráulico del río aguas arriba del embalse, de esta forma se permite el libre movimiento del sedimento, a más de limpiar el cauce tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa.

La abrasión del sedimento ejercida sobre los elementos mecánicos y estructurales de dicha obra hidráulica, justifica también otra medida preventiva, entre los que podemos encontrar compuertas sin guías y, también la construcción de decantadores en las tomas, esta última es la más utilizada en sistemas de derivación de aguas desde azudes o presas pequeñas, en donde su eficacia es medida directamente proporcional a su diseño.

Según lo descrito, existen varias y diversas alternativas para poder evitar la sedimentación dentro de los embalses, y también para eliminar todo el material anteriormente sedimentado dentro de los mismos, a pesar de esto la solución no depende de la aplicación de una sola técnica, sino que para evitar dicho problema, es necesaria la combinación de varias metodologías, que varían independientemente de acuerdo a las problemáticas presentadas en particular.

³⁴ PALAU, ANTONIO, La sedimentación en embalses. Medidas preventivas y correctoras, Dirección de Medio Ambiente y calidad, España.

4.1.1. MÉTODOS INDIRECTOS

El mejor control de la sedimentación que evite la capacidad útil de los embalses alrededor del mundo consiste en la prevención de la erosión de los suelos que acogen a las cuencas, dicha prevención puede darse mediante técnicas de conservación, tanto del suelo como del agua.

Cuando se detiene el desgaste del suelo no sólo se aminora la problemática de sedimentación en los embalses, sino que también se logra frenar la pérdida del suelo, que usualmente son utilizados para la agricultura.

Para casos de extensas cuencas con condiciones de naturaleza muy pobre, estos trabajos para conservar los suelos son de difícil realización en períodos cortos, implica también un costo inicial costoso y demanda tiempo para ver los resultados.

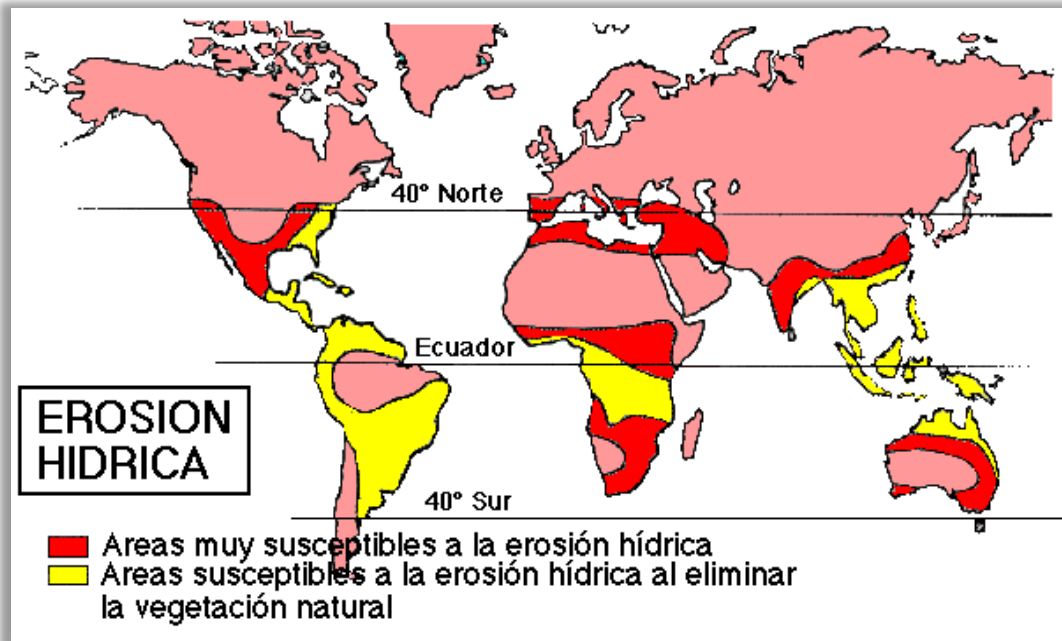
Podemos encontrar tres tipos de erosión de tipo natural en los suelos, los cuales favorecen en su totalidad al arrastre del sedimento y posterior transporte hacia el embalse:

a.- Erosión hídrica

Es la producida por el agua: lluvia, escorrentía, ríos; que golpean y disgregan los suelos desprovistos de vegetación, arrastrando partículas y nutrientes vitales. Dentro del problema de la sedimentación de embalses es el más importante.

Los materiales que son erosionados se transportan hasta zonas bajas, incluso a muy grandes distancias en donde se acumulan.

Figura 4.1. Mapa de pérdida de suelo por erosión hídrica



Fuente: GÓMEZ, EDUARDO, Las interfaces en los sistemas terrestres. España

b.- Erosión nival

Es típica en las zonas de montaña, y es debida a la formación de avalanchas de nieve y aludes. Es considerada como un tipo de erosión estacional, la erosión nival es responsable de pérdida de suelo, masa forestal y de vidas humanas.

c.- Erosión eólica

Considerada de mucha gravedad sólo en zonas áridas y semiáridas, pero puede presentarse de las siguientes formas:

- **Deflación.-** es el proceso en el cual las partículas del suelo son arrancadas y elevadas por el aire, el suelo gradualmente va perdiendo los materiales finos, quedando expuestos los fragmentos rocosos.
- **Abrasión eólica.-** proceso en el cual el aire cargado con partículas es lo suficientemente capaz de provocar un deterioro en los obstáculos con los que se encuentre.

La erosión del suelo es la susceptibilidad del sustrato para ser movilizado, y depende fundamentalmente del tipo de suelo, de la pendiente y de la cobertura vegetal.

Si la inclinación de las pendientes es igual o superior al 15% se tiene el riesgo de erosión.

La protección vegetal está directamente asociado a la pendiente, sí la cobertura vegetal aumenta la erosionabilidad disminuye.

4.1.2. MÉTODOS DE DISEÑO

Dentro de las soluciones a nivel de diseño, éstas no son aplicables únicamente para los proyectos nuevos que se vayan o estén en ejecución, sino también tiene validez en embalses que ya tengan varios años de operación, esto hace permisible que se inspeccionen y redefinan algunos aspectos que puedan contribuir para así evitar el problema de la sedimentación en los embalses. Las principales soluciones que podemos citar son las siguientes:

- **Ubicación del embalse en un sitio adecuado**

La selección del lugar adecuado de donde se implantará el embalse involucra tratar de seleccionar sitios en lugares en donde el aporte de sedimentos no sea considerablemente alto, lo cual resulta totalmente utópico, puesto que posiblemente los mejores sitios ya han sido aprovechados, por tal motivo, para el futuro deberán de aprovecharse los sitios menos adecuados.

Una adecuada ubicación del embalse garantiza el éxito de la obra, lo cual también los hace más fáciles de cuidarlos, más seguros y más económicos.

La ubicación casi ideal para un reservorio es una depresión natural en el cauce, lo más ancha posible y en lo posible plana con una garganta estrecha en el tramo inferior, lo que permitirá embalsar el agua con la presa.

El sitio más económico será el que permita represar la mayor cantidad posible de agua, con profundidad suficiente, en donde se pueda usar la represa de menor tamaño y también con el mínimo movimiento de tierras.

- **Determinar de forma adecuada la capacidad reservada para los azolves**

Gran parte de los trabajos que se realizan sobre los problemas de la sedimentación en los embalses, tienen como finalidad calcular con el mayor grado de exactitud, la probable ubicación del sedimento dentro del cuerpo del embalse y por lo tanto, se busca especificar el volumen que debe ser destinado a dicha problemática. Cabe señalar que en casos extremos, lo indicado implicaría construir una presa con una gran capacidad para almacenar este volumen de sedimentos, lo que implicaría gastos económicos considerables, problemática que desde cualquier punto de vista no sería considerado como aceptable, lo que obligaría a buscar otro tipo de solución.

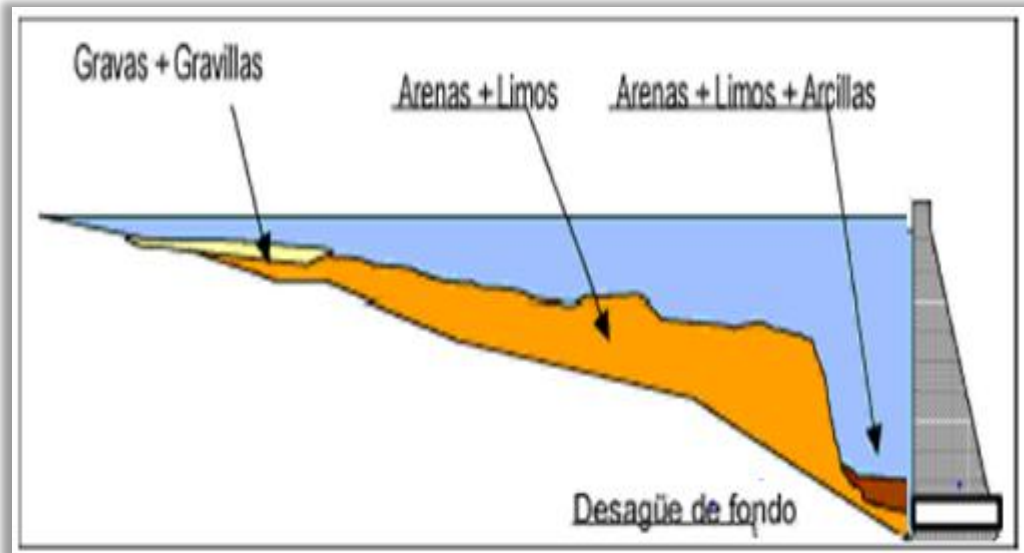
1.- Reducir la capacidad de retención del embalse

Reducir la capacidad de retención de los sedimentos dentro del embalse pretende tratar de que el sedimento que está ingresando al embalse no tenga el tiempo suficiente para depositarse dentro del mismo.

Se debe realizar un enfoque centralizado en el estudio de las corrientes de densidad desde el punto de vista de aplicación en campo, para tratar de evitar en lo posible que el sedimento entre al embalse, y extraerlas del vaso antes de que comiencen a depositarse. Para lograr este objetivo es necesario que se den las condiciones que se muestran a continuación:

- a.- Que la corriente se forme completamente y logre llegar hasta la cortina o la obra de desfogue, como se indica en la figura 4.2:

Figura 4.2. Distribución del sedimento en un embalse con desagües de fondo



Fuente: PALAU, ANTONIO, La sedimentación en embalses. Medidas preventivas y correctoras. España

- b.- Que el desagüe de fondo tenga la suficiente capacidad para poder evacuar una gran parte de la corriente de densidad, y,
- c.- Que la concentración de sedimentos dentro de la corriente sea lo suficientemente alta como para justificar la extracción del mismo.

La presa Ighil Emda, en Argelia, con una altura operativa de 76m, y con una capacidad del embalse de 160 millones de m^3 está en operación desde 1954, fue sometida a la extracción de las corrientes de densidad, en donde se logró extraer el 53% de los sedimentos entrantes.

2.- Intercepción del sedimento antes del embalse

Cuando se ha determinado que el sedimento grueso es el principal problema dentro del embalse, es posible diseñar pequeñas represas aguas arriba del vaso del embalse, los mismos que sirven para permitir la sedimentación del material. Éste procedimiento viene siendo utilizado en Japón, en donde el sedimento retenido en las pequeñas represas son utilizadas para la elaboración de hormigón.

En China en el embalse Hongshan se vienen implementando la construcción de cortinas vegetales a la entrada del vaso con el objeto de retener sedimento. Se estiman que alrededor del 90% del sedimento puede ser atrapado con este método, lo cual evita que se deposite dentro del vaso del embalse.

4.1.3. SOLUCIONES DIRECTAS

Cuando se ha iniciado la construcción de la presa en donde posteriormente se formará el embalse; se ejecutará la ataguía, misma que detendrá el paso del agua, es ahí en donde empieza la sedimentación, la cual se vuelve inevitable de frenar y avanza de forma continua conforme se van ejecutando los trabajos, esta sedimentación va acumulándose, entonces, cuando se llega a la altura final de la presa y comienza su funcionamiento, ya se tiene un volumen considerable de sedimentos que desde su inicio va disminuyendo el volumen útil del embalse, entonces se plantean las formas en que se puede alargar la vida del embalse.

La corrección de la sedimentación de los embalses muchas ocasiones es llevada a cabo cuando los volúmenes de sedimento son desmedidos y estos se encuentran totalmente consolidados en el fondo del embalse, y no como debería de realizárselo, es decir, en forma de mantenimiento constante por personal calificado y de forma continua o cuando las necesidades lo ameriten.

Cuando el volumen de sedimento ha ocupado casi en su totalidad el embalse, deben obligatoriamente realizarse acontecimientos puntuales sobre estos, en donde las afectaciones ambientales sobre el ecosistema fluvial son considerables, entre estas actuaciones puntuales o soluciones directas tenemos:

- **La remoción total o parcial de presas y azudes**

La remoción total o parcial de estos elementos hidráulicos que se efectúa irremediablemente cuando la obra que ha sufrido sedimentación ya no es funcional y por ende tampoco es rentable.

- **El vaciado total de los embalses**

Esta técnica viene incrementándose considerablemente alrededor de todo el mundo, y en realidad no se efectúa como medida para aliviar la sedimentación en los embalses, sino para la reparación y supervisión de todos los órganos de regulación existentes en la presa tales como los desagües de fondo, las compuertas, y los paramentos de la presa, por tanto esta evacuación de los sedimentos es simplemente un valor añadido pero que en casos críticos puede ser la mejor opción para reducir la sedimentación.

- **La extracción de sedimentos del vaso del embalse**

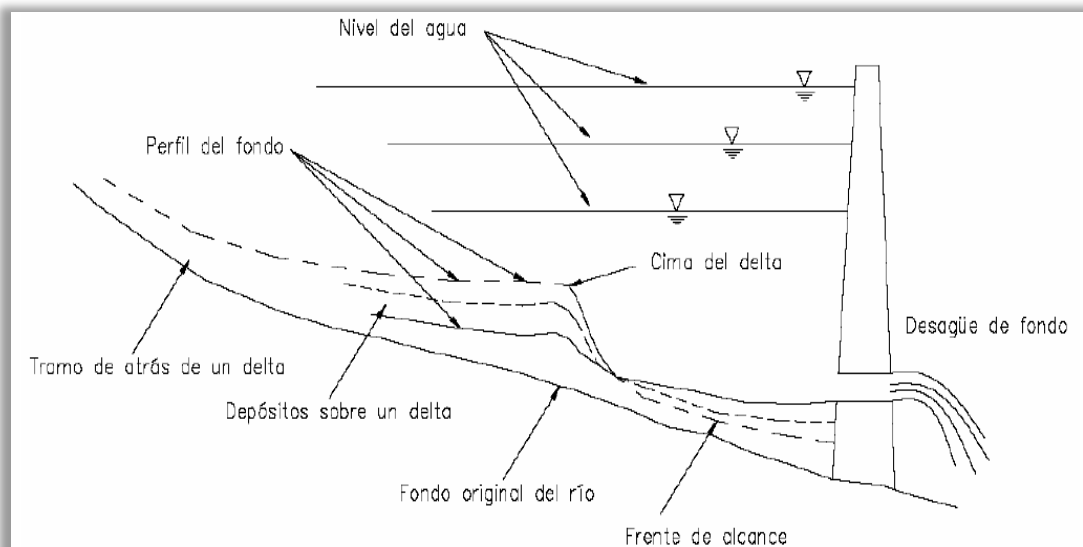
Esta extracción o retirada de los sedimentos del vaso de un embalse admite varias opciones desde el sifonado o aspiración de sedimentos, hasta el dragado mecánico y la excavación, es decir, extracción de sedimentos de forma hidráulica y mecánica, estos sedimentos que son retirados de los embalses, pueden ser aptos para la construcción (gravas, gravillas y arenas), tal y como se indicó anteriormente.

Nuestro objeto de estudio se basa únicamente en las soluciones directas de tipo hidráulico, que es en donde se fundamenta éste trabajo de graduación, donde podemos encontrar al lavado o flushing de los sedimentos desde embalses, que se subdivide a su vez en varias alternativas que son descritas a continuación.

4.2. LAVADO (FLUSHING) O REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS

El lavado o flushing de los sedimentos consiste en remover estos del embalse, valiéndose únicamente de la gran fuerza erosiva que tiene el agua, la cual socava a los depósitos de sedimentos y posteriormente transportar esta carga junto con el agua a través del cuerpo del embalse, para que en la mayoría de los casos de remoción hidráulica, sean evacuados cuando las estructuras de descarga de fondo de la presa sean abiertas, tal y como se indica en la figura 4.3:

Figura 4.3. Proceso de remoción hidráulica de sedimentos durante la extracción



Fuente: MORENO ÁVALOS, VÍCTOR, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, España, 2012

Sí la extracción o remoción hidráulica del sedimento es maniobrada en embalses con depósitos que han sido acumulados cerca de la estructura de descarga de fondo, estos pueden ser removidos abriendo todas las válvulas por tiempos muy cortos, durante estos cortos períodos se dará lugar a la formación de una especie de embudo en forma de cráter, el mismo que es conocido como cono de remoción.

Figura 4.4. Abertura de los desagües de fondo. Formación de conos de remoción. Presa Belesar en España



Fuente: Embalses.net. Estado de los embalses y pantanos de España

La importancia de la formación de estos conos de remoción, radica principalmente en que si es posible bajar el nivel del embalse, pueda generarse la formación de un flujo de elevada velocidad; entonces cuando el agua fluya de manera violenta, esta erosionará el borde del cono y por tanto se producirá la erosión retrogresiva.

En 1977, los investigadores Fan y Morris realizaron pequeñas investigaciones para remover estos sedimentos sin realizar ninguna clasificación, estas se efectuaron en modelos físicos a escala (presas), en donde pudieron establecer pautas para la remoción hidráulica de sedimentos desde embalses, que posteriormente y con tecnología más avanzada se realiza un enfoque específico y se da características propias a cada uno de los métodos, estos son:

- Lavado hidráulico de sedimentos durante avenidas,
- Vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua,
- Desfogado de corrientes densas,
- Lavado hidráulico de sedimentos en condiciones de flujo presurizado,

- Remoción hidráulica con flujo a superficie libre, y,
- Remoción hidráulica de sedimentos con sifones, mismos que se describen a continuación:

4.2.1. LAVADO HIDRÁULICO DE SEDIMENTOS DURANTE AVENIDAS

Al entrar la corriente al embalse, el material grueso será depositado según la disminución que experimente la velocidad del agua por efecto de apaciguamiento natural del cauce y también por el crecimiento del tirante hidráulico, formado en la cola del embalse, este sedimento acumulado es denominado delta como ya fue descrito anteriormente, que corresponde a material de granulometría gruesa; mientras que el sedimento fino continuará su recorrido hacia dentro del embalse (corriente de densidad), para posteriormente detenerse y por gravedad, depositarse en el fondo, dicho proceso se efectúa a lo largo del tiempo, y su remoción será descrita más adelante. Esta tendencia es general alrededor del mundo, y su realización depende de cuán extensa sea la curva granulométrica del sedimento transportado, del tamaño del embalse y de su forma, también dependerá del nivel de operación, es decir, cuando el aporte sólido cubre una extensa gama de diámetros como arcillas y llega hasta rocas muy grandes, la presa da lugar a un volumen, entonces las rocas, las gravas y una pequeña proporción de diámetro más grande de las arenas (gruesas) sedimentarán de forma escalonada, aguas arriba de la cola del embalse; y, el material fino conformado por una parte de las arenas, los limos y las arcillas, ingresará por completo al embalse, en donde la porción más fina puede sedimentar o no, y seguir aguas abajo.

Para cada embalse existe una condición granulométrica, y para cada condición de operación una determinada eficiencia de retención, de ahí la importancia de conocer la curva granulométrica del material que ingresa al embalse y también sus propiedades físicas, este material sedimentado ocupa un volumen y un lugar.

En embalses en donde las corrientes de densidad no se encuentran completamente formadas o se haya muy lejos de los desfuegos del mismo, es aplicable este método de remoción hidráulica de sedimentos, puesto que durante las avenidas el sedimento transportado en estas, es muy sensible a la velocidad del agua, y al golpear con el paramento aguas arriba de la presa provoca el movimiento descontrolado del sedimento fino, es entonces en donde se forma una turbidez total en el cuerpo del embalse, que debe ser aprovechado para dicha remoción.

El mayor porcentaje de la carga total de sedimento es transportado por los ríos y descargado dentro de los embalses durante la época de avenidas, éste método plantea la posibilidad de dejar pasar las avenidas por los desagües de fondo, los cuales deben permanecer abiertos el tiempo que duren las mismas. El embalse bajará su nivel ya que se deberá descargar un volumen mayor al que entra, esto minimiza la cantidad de sedimento almacenado.³⁵

Cabe señalar que los desagües de fondo deben abrirse únicamente cuando la turbidez sea completamente evidente en el cuerpo del embalse, y de esta manera poder remover los sedimentos transportados durante la avenida, también es recomendable que estos no se abran en su totalidad con el fin de tener menor área de evacuación, y que por la carga hidráulica estos sean expulsados con mayor rapidez, formando en el fondo del embalse una especie de succión, además que de esta manera no se evacua un volumen considerable del embalse.

Cuando se abren las compuertas de fondo, deben de inhabilitarse los vertederos de excesos, debido a que si las avenidas son notoriamente considerables y ambas estructuras se encuentran abiertas, se corre el riesgo de inundación aguas abajo de la presa, además de esta forma equilibramos el caudal que en condiciones normales de la presa debería salir por los

³⁵ GARCÍA CAMACHO, SAÚL, Estudio teórico experimental de la remoción hidráulica de sedimentos en un embalse. Universidad Nacional Autónoma de México, División de estudios de postgrado, Facultad de Ingeniería, México, 2005.

vertederos de excesos, es decir, el caudal a evacuarse por los vertederos lo hace por los desagües de fondo.

Figura 4.5. Lavado hidráulico de sedimentos durante avenidas



Fuente: IBÁÑEZ, JUAN, 4 de agosto del 2007,
<http://www.madrimasd.org/blogs/universo/2007/08/04/71184>

4.2.2. VACIADO DEL EMBALSE EFECTUANDO REMOCIÓN POR CHORROS DE AGUA

El vaciado del embalse se efectúa abriendo completamente los desagües de fondo, y estos permanecen así durante un determinado período de tiempo; para la correcta aplicación de este método es necesario que el embalse quede totalmente vacío, y a diferencia del método anterior, el periodo de extracción completa de los sedimentos depositados en el fondo del embalse ocurre en temporadas de estiaje, lo que permite la socavación y el corte de los depósitos de sedimentos y se requiere que el tiempo sea extenso, lo cual implica, que las descargas de fondo permanezcan abiertas durante algunas semanas.

Cuando se abren los desagües de fondo es necesario seleccionar la velocidad del vaciado, la cual permite reducir en forma muy considerable las

afecciones del tipo ambiental en todos sus niveles, por regulación de los caudales salientes.

Deben de soltarse “preliminares de agua” que permitan evitar sinergias entre la carga de sólidos en suspensión movilizada desde el embalse y la suspendida en el cauce del río. Por otro lado pueden hacer la función de señal de aviso para las comunidades acuáticas y de ribera de un cambio inminente del medio.

Para la aplicación de este método es necesario revisar el tiempo para el vaciado del embalse, así como determinar el tiempo en que se recuperará el nivel o el volumen para satisfacer las demandas, es por ello que se recomienda que el vaciado ocurra antes del periodo de avenidas, ya que de esta forma el agua proveniente de las avenidas puede emplearse para erosionar los depósitos que todavía no están consolidados una vez efectuado el vaciado.

Los dos usos más condicionantes son el suministro de aguas a las poblaciones, que no puede interrumpirse en ningún momento más allá de las capacidades de reserva de agua de los núcleos de población que deben ser abastecidos, y el suministro de agua para riego, que puede interrumpirse al final de la campaña de riesgos, siempre que se garantice que para el inicio de la siguiente, el embalse estará en condiciones de asegurar el suministro de agua.

Cuando se realiza el vaciado por completo de un embalse debe de realizarse una planificación y puesta en marcha de abastecimiento alternativo de agua, el cual permite eliminar los trastornos temporales que el vaciado ocasiona a los usuarios aguas abajo del embalse a vaciar y los independiza de las vicisitudes que puedan acontecer durante el proceso.

Se planeará un plan para el rescate de peces del embalse y en el río aguas abajo que permite reducir la mortalidad de los peces. Esta medida establece la conveniencia de construir aguas abajo de la presa un sistema de captura y

salvamento de los peces vivos, así como la recolección y posterior eliminación de los peces muertos.³⁶

El volumen de sedimentos, su distribución y estructura física tendrán mucho que ver con las posibilidades de su movilización hacia el río aguas abajo y con su comportamiento una vez en el cauce. Por su parte las características físicas junto con la cantidad de sedimentos movilizados, serán los factores responsables de la calidad del agua durante el vaciado y en los días posteriores las afecciones sobre las comunidades acuáticas.³⁷

Figura 4.6. Vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua. Vaciado del embalse Doiras, España, 1999



Fuente: Embalses.net. Estado de los embalses y pantanos de España

4.2.3. DESFOGADO DE CORRIENTES DENSAS

Al entrar una corriente a un embalse, es muy posible que el sedimento fino ($\varnothing < 0.02 \text{ mm}$) llegue a formar una corriente de densidad, la cual viajará a través del embalses y condicionará el depósito de sedimento.

³⁶ YBARS, PALAU, El vaciado de embalses: consideraciones ecológicas y gestión medioambiental, 1998

³⁷ BUSTAMANTE FERNÁNDEZ, CARLOS, Efectos ambientales generados por la construcción y operación de un embalse, Universidad de Sucre, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Colombia, 2008

El cálculo de la evolución de una corriente de densidad, es aún tema de investigación, pues mientras en el laboratorio son fáciles de simular, en los prototipos son un fenómeno en discusión. Una de las principales causas de este problema es que generalmente en los modelos o dispositivos experimentales, se usa agua salada o caliente para simular la corriente de densidad, pero no material similar al sedimento, y si a esto se suma el hecho de la gran diferencia de escalas entre modelos y prototipos, se entenderá la dificultad de hacer la extrapolación a los casos reales.³⁸

Para determinar la posible formación de una corriente de densidad y su circulación a través del vaso podemos aplicar un procedimiento de cálculo simplificado, propuesto por Jesús Gracia Sánchez en el año de 1987, para el Instituto de Ingeniería de México; el cual se basa en resultados experimentales, donde se utilizaron sedimentos de laboratorio y un prototipo de río (Río Balsas), se supone que la formación de la corriente de densidad es de tipo bidimensional, esto es, el vaso es alargado y predomina la dimensión longitudinal sobre la transversal. En las secciones transversales del cauce original, predomina el ancho sobre el tirante hidráulico, y es posible comparar la sección transversal con una rectangular.

Las condiciones descritas son comunes para la gran mayoría de embalses alrededor del mundo, pues las cortinas de los mismos cierran a los cauces naturales, donde estos supuestos son totalmente válidos, no así en los lagos naturales donde esto no siempre se cumple.

La evolución de una corriente de densidad que es producida por una o varias avenidas, puede resumirse de la siguiente manera:

- Cuando penetra el río en el embalse, se forma una zona denominada de inmersión o de estancamiento, que es en donde se origina la corriente de densidad, esta zona que generalmente coincide con la

³⁸ GRACIA SÁNCHEZ, JESÚS, Sedimentación en embalses, Capítulo 18 del manual de Ingeniería de ríos, Universidad Autónoma de México UNAM, Instituto de Ingeniería, México.

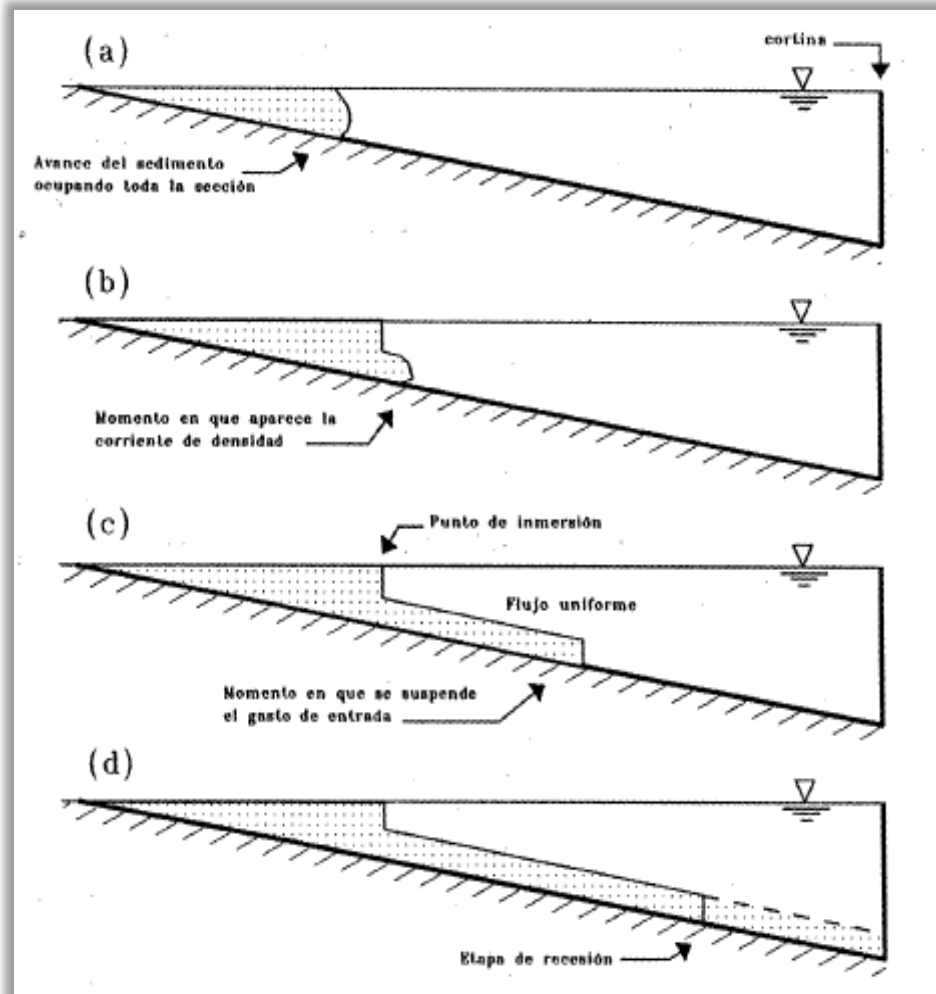
formación del delta, se caracteriza porque existe una rápida y constante disminución en la velocidad de la corriente que está llegando, y se produce también el mezclado con el agua embalsada; en esta zona es en donde el sedimento ocupa toda la sección transversal y avanza dentro del vaso hasta un cierto lugar, el cual es denominado punto de inmersión. En este punto repentinamente se crea un flujo de sedimento por la parte baja; y se forma una corriente de densidad, misma que viajará por el fondo del embalse, hasta que se suspende el caudal de entrada, es decir, que termine la avenida, entonces la corriente de densidad frenará gradualmente, hasta llegar a detenerse por completo o llegar hasta la cortina o paramento aguas arriba de la presa, tal y como se indica en la figura 4.6.

Entonces, para la aplicación de este método de remoción hidráulica se sedimentos se pretenderá tratar que el sedimento que entra al embalse, no tenga el suficiente tiempo para depositarse.

Es fundamental estudiar las corrientes de densidad desde el punto de vista para su aplicación en el campo, para plantear la posibilidad de que estas puedan ser extraídas del vaso antes de que se depositen, por ello, para desfogar las corrientes densas son necesarias las siguientes condiciones:

- Que la corriente de densidad se forme y logre llegar hasta la cortina o la obra de desfogue,
- Que la obra de desfogue sea capaz de extraer una gran parte de la corriente de densidad, y,
- Que la concentración de la corriente sea lo suficientemente alta para que convenga su extracción.

Figura 4.7. Evolución general de una corriente de densidad



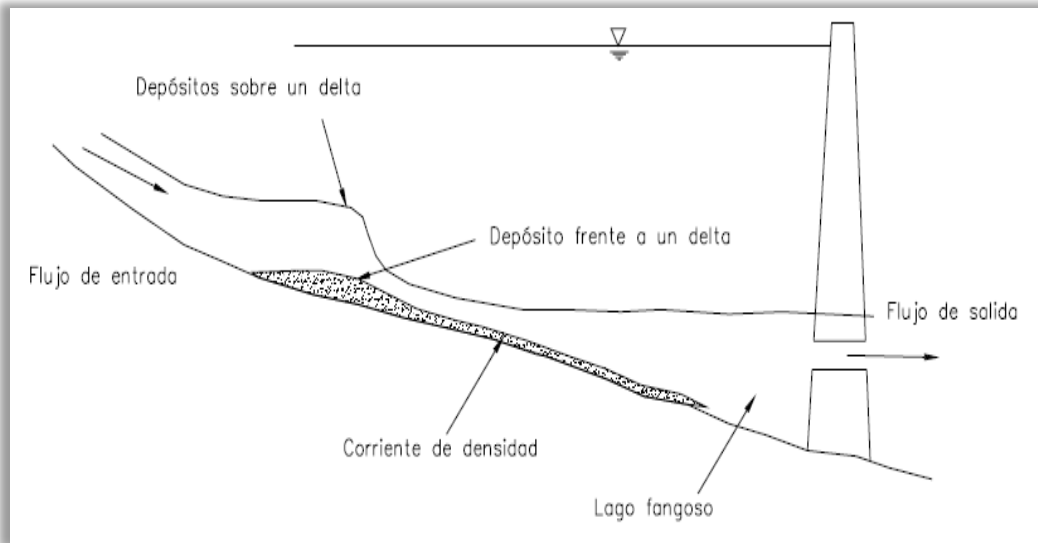
Fuente: GRACIA SÁNCHEZ, JESÚS, Sedimentación en embalses, Capítulo 18 del manual de Ingeniería de ríos, Universidad Autónoma de México UNAM, Instituto de Ingeniería, México.

Para el desfogue de las corrientes densas los sedimentos deben ser llevados a través de los desagües de fondo, estos desagües o estructuras de purga deben permanecer abiertas cuando las corrientes de densidad lleguen a la presa (figura 4.7).

Este método no requiere de la extracción un volumen considerable de agua del embalse ya que el gasto sólido es menor al gasto de entrada al embalse, además con esto se reduce en gran medida la acumulación de sedimentos dentro del embalse.³⁹

³⁹ GARCÍA CAMACHO, SAÚL, Estudio teórico y experimental de la remoción hidráulica de sedimentos en un embalse, México, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, 2005

Figura 4.8. Flujo de una corriente de densidad pasando a través de un embalse



Fuente: GARCÍA CAMACHO, SAÚL, Estudio teórico y experimental de la remoción hidráulica de sedimentos en un embalse, México, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, 2005

El ejemplo más célebre en la extracción de sedimentos aplicando el método de desfogue de las corrientes densas, tuvo lugar en la presa Ighil Emda, en Argelia, donde fue posible extraer el 53% del sedimento entrante.

En China y en Irán también ha sido muy satisfactorio este procedimiento en embalses de mediano tamaño, sin embargo, en los grandes embalses, el procedimiento no es tan efectivo.

En el diseño del embalse Oued Nekor en Marruecos, y fundados en un modelo a escala, se consideró la instalación de muros sumergidos con el propósito de encauzar a estas corrientes de densidad hacia la toma de fondo, y con ello aumentar la eficacia en la extracción del sedimento.

Para elevar el éxito de este método de limpieza, y si las condiciones de implantación lo permiten, es necesario construir medidas de control de sedimentos que son depresiones o calicatas de atrape de sedimentos aproximadamente 500.0 m aguas arriba de la presa para poder localizar las corrientes de densidad y que su evacuación se realice de forma mucho más rápida, también trabajos de conservación de suelos en las laderas que reduce un 3% anual la entrada de sedimentos, como consecuencia de

ambas medida se obtiene una reducción del 60% de entrada de sedimentos, en los primeros 20 años de operación.

Figura 4.9. Desfogado de corrientes densas. Presa Jiroft. Irán



Fuente: M. E. MESHKATI, SHAHMIRZADI; A. A. DEGHANI; T. SUMI, Experimental Investigation of pressure flushing technique in reservoir storages, 2000.

4.2.4. LAVADO HIDRÁULICO DE SEDIMENTOS EN CONDICIONES DE FLUJO PRESURIZADO

El flujo presurizado supone la creación de un entorno en donde se mantenga constante la presión en todo el sedimento a ser transportado, el objetivo del proceso es mantener la profundidad del embalse, valiéndonos de la hidrosucción.

Estos sistemas de remoción por hidrosucción remueven los sedimentos depositados o los que están por ingresar al embalse, usando únicamente la energía que es suministrada por la diferencia entre el nivel de agua aguas arriba y el de aguas debajo de la presa, para ello se utiliza un dispositivo que extrae directamente del fondo del embalse el sedimento y lo coloca en un contenedor para su posterior depósito, o simplemente lo deposita aguas abajo de la presa. La energía potencial maneja el agua almacenada y el

sedimento dentro de las tuberías de remoción de sedimento, no se requiere de energía externa para el transporte de los sedimentos desde el punto en donde se inicia la remoción hasta el punto de descarga, este método tiene algunas variantes, y es considerado como un método de remoción hidráulica con flujo a superficie libre.

En el cuerpo del embalse en donde se han formado los sedimentos, se aplicará el método, en donde estos sedimentos serán extraídos por hidrosucción, y a su vez viajarán en condiciones de flujo presurizado; mientras que en la superficie del embalse, el espejo de agua se encuentra completamente libre de cualquier perturbación, es decir, con flujo a superficie libre; por lo que Atkinson y otros investigadores proponen que esta metodología de remoción hidráulica (flushing) sea definida de una forma más completa como: ***“Remoción hidráulica de sedimentos en condiciones de flujo presurizado o hidrosucción y con superficie libre”***

4.2.4.1. REMOCIÓN HIDRÁULICA CON FLUJO A SUPERFICIE LIBRE

Pueden darse dos tipos de remoción hidráulica de sedimentos con flujo a superficie libre por hidrosucción:

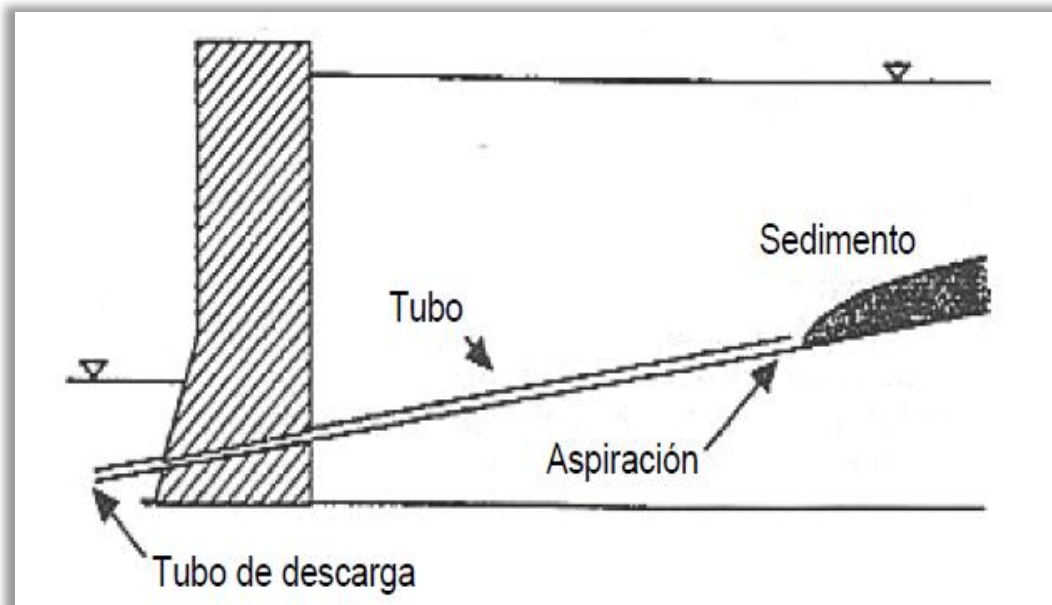
- 1.- Corresponde a la limpieza por hidrosucción simple en donde los sedimentos depositados dentro del embalse son removidos y posteriormente transportados hacia la corriente de la presa aguas abajo, o a su vez pueden depositarse para posterior tratamiento.

El método usa una tubería que se encuentra cercana al fondo del embalse y que se extiende desde los depósitos de sedimentos hasta el punto de descarga, entonces la mezcla que se ha formado agua-sedimento es transportado a través de la tubería y descargada aguas abajo de la presa, esta tubería a su vez pasa por los desagües de fondo de la presa. Para este caso es necesario el empleo de una pequeña lancha la cual deberá mover la toma de entrada de la tubería las veces que sean necesarias, y alrededor de

todo el embalse para de esta manera poder abarcar el mayor número de zonas posibles.

- 2.- Limpieza por hidrosucción efectuada con un tubo de paso, en donde el sedimento que ingresa al embalse es transportado fuera de la presa y depositado a la corriente aguas abajo, tal y como se muestra en la figura 4.8.

Figura 4.10. Remoción hidráulica de sedimentos por hidrosucción



Fuente: MORENO ÁVALOS, VÍCTOR, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, España, 2012

Este método emplea el mismo principio de transporte de los sedimentos, pero también se vale de una estación completamente permanente de tomas de entrada aguas arriba de las zonas de depósito del embalse para recoger el sedimento y ponerlo dentro de las tuberías de remoción.⁴⁰

Para esta limpieza por hidrosucción se debe contar con una bomba sumergible o de succión, la toma, la tubería, los flotadores, la válvula y la obra de aprovechamiento (en el caso que existiera).

⁴⁰ MORENO ÁVALOS, VÍCTOR, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, España, 2012

El método de remoción hidráulica de sedimentos en condiciones de flujo presurizado o hidrosucción y con superficie libre fue aplicado en China en el embalse Xiao Hua – Shan en donde se obtuvieron muy buenos resultados, también en el embalse Djidiouia, en Algeria, y en otros embalses pequeños alrededor de Irán.

En el Perú, el Instituto de hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura, ha instalado el sistema de hidrosucción en el embalse Cirato de la Central Hidroeléctrica de Carhuaquero, el cual se encuentra en la actualidad en funcionamiento, tal y como se muestra en la figura 4.11.

Figura 4.11. Sistema de hidrosucción en el embalse Cirato



Fuente: CARRIÓN MELGAREJO, RUBÉN, Análisis de los efectos del Fenómeno El Niño en el año 1998 en la Presa Los Ejidos, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, 2012.

4.2.4.1.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA⁴¹

Cuando el sistema comienza su operación, en la boca de captación se produce un flujo cuasi radial hacia la misma, si este flujo tiene contacto con el sedimento, se produce un esfuerzo de corte en la superficie del mismo, el cual inicia el movimiento y arrastra el sedimento a la boca de la tubería, la cual es llenada por completo en toda su longitud, con excepción de unos pocos centímetros de la boca de succión.

Según el investigador Reh binder, los análisis teóricos y experimentales demuestran que el mecanismo que inicia la remoción de los granos de sedimento se debe no sólo al cortante viscoso horizontal en la parte superior del sedimento, sino que también es debido por el flujo dentro del mismo sedimento.

Cuando el agua es situada dentro de los intersticios granulares de sedimento cae dentro del campo de influencia de la boca de succión, se producen fuerzas ascendentes que elevan el sedimento, éste, una vez en suspensión dentro del flujo, es succionado hacia la tubería.

La succión provoca un cráter en el estrato de sedimento de acuerdo con el campo de flujo que produce la succión. Si la boca permanece inmóvil, después de cierto tiempo se alcanza una condición de equilibrio, donde el cráter alcanza un tamaño máximo y el sedimento deja de moverse. Esto quiere decir que la tubería sólo capta agua, y por esto es necesario que la boca se mueva, para realizar una extracción continua. Para esto se usan cables que se dirigen hacia la orilla desde un bote o barcaza.

Dependiendo de la magnitud de las fuerzas hidrodinámicas que el flujo ejerce dentro de la tubería sobre las partículas de sedimento, y de las

⁴¹ CARRIÓN MELGAREJO, RUBÉN, Análisis de los efectos del Fenómeno El Niño en el año 1998 en la Presa Los Ejidos, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, 2012.

características propias del material sólido, se pueden tener dos tipos de transporte de sedimentos:

En el transporte de fondo, las partículas se desplazan ocupando la parte baja de la tubería (suponiendo que ésta no sea vertical). Esto se da, generalmente, para las partículas de mayor tamaño, como arena y grava. A este tipo de transporte se le conoce también como flujo con fondo móvil, y tiende a crear problemas de mantenimiento en los codos y tramos inclinados. Por eso es preferible evitarlos.

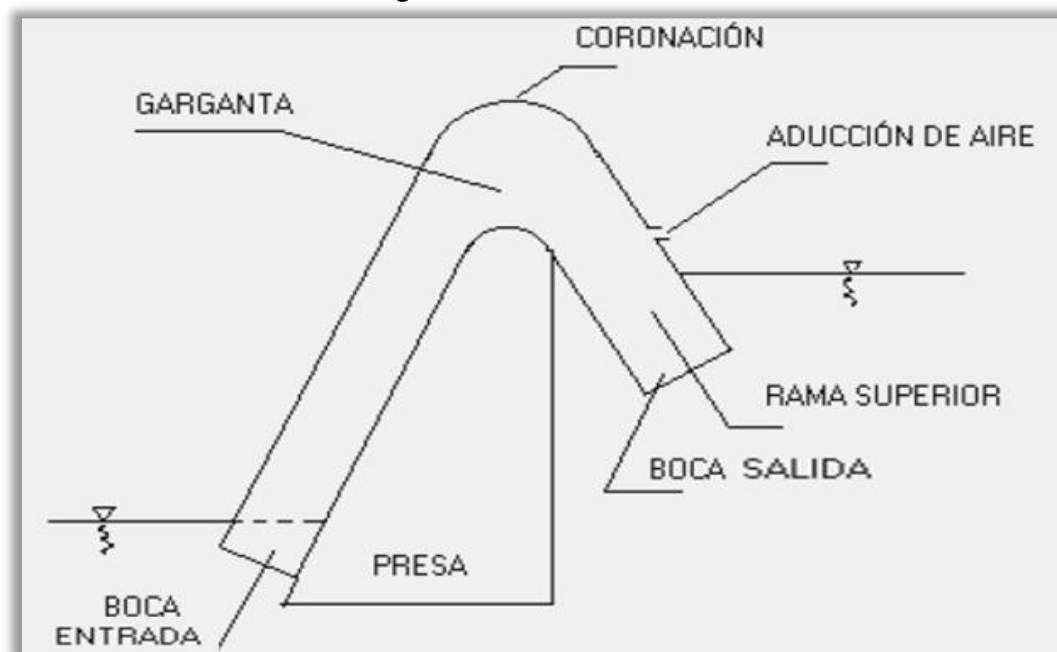
Las partículas de menor tamaño se transportan generalmente en suspensión. Si dichas partículas se distribuyen de una manera uniforme en toda la sección transversal de la tubería, entonces se denomina flujo pseudo homogéneo. Si no se distribuye uniformemente, se habla entonces de un flujo heterogéneo.

El transporte óptimo de sedimento en las tuberías ocurre cuando las partículas de sedimento están a punto de depositarse en la tubería. Esta concentración máxima ocurre en la transición entre los regímenes de flujo heterogéneo o con fondo móvil. A este punto le corresponde también, aproximadamente, la mínima pérdida de carga.

4.2.5. REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS CON SIFONES

El sifón es un conducto cerrado, doblado que forma dos ramas de longitud variable, por donde escurre agua hacia un nivel más bajo, luego de haber pasado por una elevación superior al nivel donde se está evacuando el agua. Esto se debe a que la presión atmosférica obliga al agua a subir por la rama más corta del tubo, mientras que el peso del agua que se vierte por la rama más larga causa un escurrimiento constante y continuo.

Figura 4.12. Partes del sifón



Fuente: CARRIÓN MELGAREJO, RUBÉN, Análisis de los efectos del Fenómeno El Niño en el año 1998 en la Presa Los Ejidos, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, 2012.

Cuando el agua se eleva sobre la corona del sifón, esta vierte por ella; cuando el nivel continúa subiendo se cierran hidráulicamente los conductos de aire (que generalmente suelen quedar a la misma altura o ligeramente más elevados que la coronación), y con ello se cierra la entrada de aire al sifón.

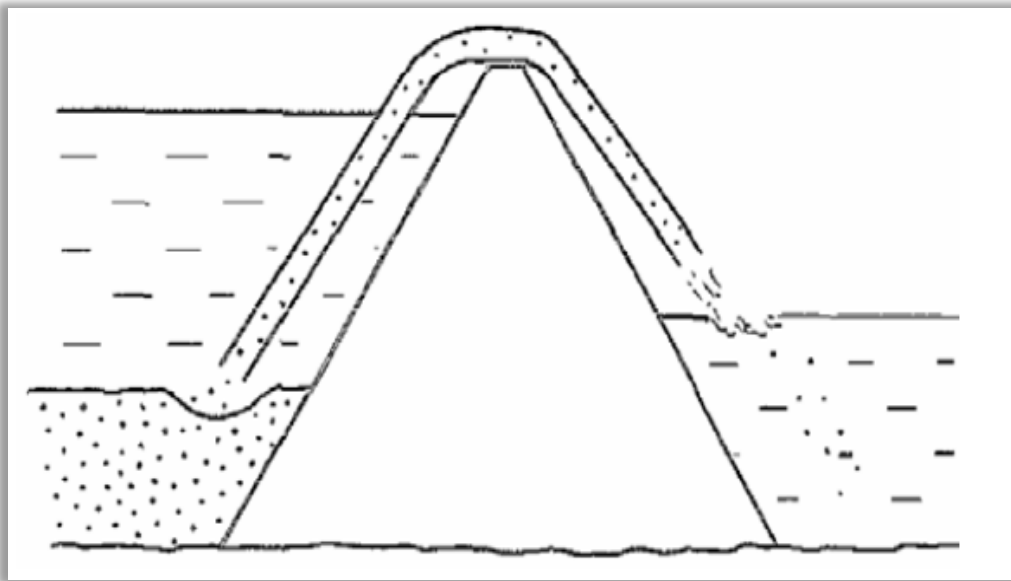
El aire que queda confinado en la corona del sifón es arrastrado, en gran parte por el chorro líquido, lo cual disminuye la presión en el interior del mismo y, por tanto eleva el agua por encima del nivel del embalse, de esta manera crece el caudal vertido, lo que determina un mayor arrastre de aire hasta que éste desaparece, luego el sifón es llenado completamente de agua, este procedimiento es conocido como “cebado” del sifón.

Si el sifón se encuentra en funcionamiento, éste continuará descargando de manera indefinida, mientras que la boca de entrada permanezca sumergida lo suficiente para impedir la entrada de aire, así la boca de salida esté o no sumergida.

La fuerza de arrastre que genera el chorro líquido del sifón es capaz de transportar las partículas del sedimento, esta característica es aprovechada para extraer los sedimentos de los embalses colmatados.

La remoción hidráulica de sedimentos con sifones es un método que no utiliza energía externa, este sistema es de funcionamiento autónomo, es decir, sólo emplea la energía hidráulica disponible por diferencia de niveles; remueve favorablemente sedimentos no cohesivos desde el fondo del embalse. La capacidad del sifón se determina por la carga disponible y por el diámetro del tubo o de las mangueras. Este método es conocido en algunos países con el nombre de remoción de sedimentos por medio de un sifón a flujo crítico.

Figura 4.13. Remoción hidráulica de sedimentos de fondo en un embalse sobre la cresta de la presa con el uso del sifón



Fuente: MORENO ÁVALOS, VÍCTOR, Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de ingenieros de caminos, canales y puertos, España, 2012

Antes de seleccionar cualquier tipo de método para llevar a cabo una remoción y manejo de sedimentos es necesario determinar el tipo de material que se encuentra en el sitio así como sus propiedades (granulometría, cohesión, etc.) para poder elegir el método más adecuado para el sitio en estudio (Barragán, B., 2000).

Para la puesta en marcha del sistema de remoción de sedimentos utilizando sifones se necesita de una motobomba o una bomba de vacío, el sifón propiamente dicho (mangueras o tubería), y flotadores.

Para el caso de embalses pequeños ($< 0.2 \times 10^6 \text{ m}^3$), es factible instalar sifones de tipo automáticos en la cortina de la presa, que toma agua de la parte inferior del vaso y descargan aguas abajo de la presa. De esta manera, durante las avenidas el agua clara se conserva en la parte superior del vaso y se descargan importantes cantidades de sedimento antes de que puedan depositarse en el vaso.

4.2.6. CRITERIO EMPÍRICO PARA LA EVALUACIÓN INICIAL DE LA REMOCIÓN⁴²

Atkinson, E. (1996), propone un criterio empírico para llevar a cabo una evaluación inicial del éxito de la remoción hidráulica.

Si los niveles de agua para la remoción hidráulica son cercanos a las elevaciones del fondo en la presa entonces la masa de sedimento removida, a largo plazo, balanceará la masa de sedimento depositada entre las operaciones de la remoción hidráulica, este balance puede expresarse como:

$$Q_s T_f = N M_{in} T_E \quad (4.1)$$

Donde:

Q_s , es la capacidad de transporte de sedimento del flujo en el canal aguas arriba de la presa (t/s);

T_f , es la duración de la remoción por chorros en días; N, el intervalo entre operaciones de la remoción hidráulica en años;

⁴² GARCÍA CAMACHO, SAÚL, Estudio teórico y experimental de la remoción hidráulica de sedimentos en un embalse, Universidad Nacional Autónoma de México, División de Estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, México, 2005

M_{in} , el porcentaje de entrada de sedimento (t/año) y;

TE, la eficiencia de atrape del embalse (TE puede ser considerado igual a 1 si el volumen de la entrada de sedimento ocurre durante el período de remoción hidráulica).

Una relación entre el balance de sedimento removido hidráulicamente a sedimento depositado puede ser expresada como, (Atkinson, E. 1996):

$$BSR = \frac{Q_s T_f}{NM_{in} T_E} \quad (4.2)$$

La capacidad de transporte, Q_{ts} , será una función de la descarga, la rugosidad del canal, el ancho y pendiente y las propiedades del material depositado. El método para predecir Q_{ts} durante la remoción hidráulica de sedimentos del embalse es una ecuación empírica derivada por la Universidad de Tsinghua, (Atkinson, E. 1996):

$$Q_s = \Psi \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W^{0.6}} \quad (4.3)$$

Donde:

Q_f , es la descarga de la remoción (m^3/s);

S, es la pendiente longitudinal del fondo (adimensional);

W, es el ancho del canal (m);

Ψ , la constante relacionada con el tipo de sedimento que tiene valores de:

1600 para sedimentos de arcilla calcárea o tierra negra,

650 para sedimentos con tamaños medianos más finos que 0.1 mm,

300 para sedimentos con tamaños medianos más grandes que 0.1 mm y,

180 para condiciones de remoción hidráulica con una descarga baja.

La ecuación (4.3) fue derivada para datos obtenidos de la remoción hidráulica ocurrida en China principalmente, y en otros países como Irán,

Argelia, Estados Unidos en los cuales está basado el método; además, se encontró que el ancho del canal que se forma en los depósitos existentes de sedimentos en los embalses de China al aplicar la remoción hidráulica está dado por la siguiente ecuación:

$$W = 12.8 Q_f^{0.5} \quad (4.4)$$

Los valores obtenidos con la ecuación (4.2) indican que un valor bajo de BSR podría implicar que la remoción hidráulica deberá ser realizada para un tiempo de descargas altas y un alto valor de BSR podría implicar que las pendientes planas puedan presentarse aguas arriba de la presa. Si $BSR \gg 1$ la remoción hidráulica no es factible.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS, VENTAJAS FÍSICAS Y COSTO DIRECTO DE LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS

5.1. ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES

En esta investigación se realizará un análisis de los métodos más utilizados para la remoción hidráulica de sedimentos desde embalses, estudio que permitirá establecer cuál de éstos puede brindar la mayor efectividad cuando sea aplicado; se harán juicios acerca de las limitaciones que posee cada metodología, y posteriormente serán descritas y detalladas más adelante las ventajas físicas y el costo directo de cada método.

Entre los métodos más utilizados para éste estudio tenemos:

- Lavado hidráulico de sedimentos durante avenidas,
- Vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua,
- Desfogado de corrientes densas,
- Lavado hidráulico de sedimentos en condiciones de flujo presurizado o hidrosucción y con superficie libre, y,
- Remoción hidráulica de sedimentos con sifones.

Estos métodos utilizan únicamente la energía producida por el agua y que es causada por las variaciones del nivel de agua, de manera general los métodos consisten en remover los sedimentos del embalse, bien sean por dentro del cuerpo mismo de éste o por encima de la cortina como es el caso de la remoción hidráulica de sedimentos con la utilización de sifones, una adecuada aplicación implicaría que los sedimentos sean removidos periódicamente, es decir, no habría la necesidad de calcular para el embalse un volumen muerto, que es el lugar destinado para el depósito de los sedimentos a lo largo de la vida útil de la presa, y que en términos generales está disminuiría su altura en razón de un 8 a 10%.

5.1.1. LAVADO HIDRÁULICO DE SEDIMENTOS DURANTE AVENIDAS

Éste método de remoción hidráulica de sedimentos puede aplicarse para embalses que tienen varios años de funcionamiento en donde la capa de sedimentos se encuentra completa o parcialmente formada dentro del espacio destinado para el volumen muerto, o en las corrientes de densidad que se encuentran aún lejos de los desfogues; puede también aplicarse para embalses jóvenes en donde se ha previsto el desfogue de los sedimentos mediante el uso de éste método y que por ende no cuenta con un volumen adicional para almacenar los sedimentos.

En ambos casos, los embalses deberán estar dentro de la clasificación de grandes, muy grandes o gigantes, debido a la gran cantidad de agua a ser evacuada junto con los sedimentos; de no ser así se corre el riesgo de encarecer el proyecto por haber vaciado una cantidad excesiva de agua, y que para recuperar su nivel de operación normal requerirá de algunas semanas, de ahí que dicho método puede emplearse con mayor rango de seguridad en zonas con lluvias constantes y prolongadas, o en sitios menos lluviosos pero en épocas máximas de invierno, lo que garantizará que una vez culminada la avenida se efectúe el lavado hidráulico de sedimentos, y el embalse recupere inmediatamente su nivel normal de operación.

El método puede aplicarse total o parcialmente, entendiéndose como aplicación total a la abertura por completo de los desagües de fondo que se encargarán de evacuar el sedimento hacia aguas abajo de la presa; y, aplicación parcial a la abertura de estos desagües sin que los mismos lleguen a su máximo nivel, y esto dependerá exclusivamente de lo que haya en las inmediaciones aguas abajo del embalse.

Si el lavado hidráulico de sedimentos durante avenidas se lleva a cabo en un sitio en donde el área a inundar aguas abajo de la presa es poblado su aplicación será evidentemente parcial debido al riesgo que se corre con la población, cuando se abran por completo los desagües y se cierren los vertederos de excesos las inundaciones serían inminentes, por el contrario,

si en el sitio aguas abajo de la presa no existe peligro alguno podrá hacérselo de forma total, y conforme avanza la corriente de agua junto con los sedimentos este paulatinamente disminuirá su calado.

También se debe tomar en cuenta el uso que se le da al agua embalsada, así por ejemplo si el proyecto es para generación hidroeléctrica o para suministrar agua potable, en donde el abastecimiento tanto de energía como de agua no se puede suspender por ningún motivo, el lavado hidráulico de sedimento durante avenidas también se lo efectuará de manera parcial, inclusive con aberturas mínimas de los desagües de fondo que permitan que el nivel de captación para la generación de energía o de agua potable sea el detallado, lo cual de cierto modo es beneficioso, dado que al tener una menor área de evacuación de los sedimentos se apoyará de la carga hidráulica para que los sedimentos sean expulsados con mayor fuerza, debido a que en las aberturas de las compuertas de fondo se crean vórtices que serán de ayuda para expulsar de mejor manera los depósitos de sedimentos.

Al aplicar este método de limpieza hidráulica se corre el riesgo de socavar el cauce aguas abajo de la presa, debido a la cantidad de agua y sedimento que es evacuada por las compuertas, debido a la velocidad alta a la que se produce el impacto.

Figura 5.1. Presa de Aldeadávila, Portugal
Abertura de los desagües de fondo y vertederos de excesos, socavación al pie de la presa



Fuente: <http://bioducto.blogspot.com/2011/03/la-central-y-la-presa-de-aldeadavila.html>

5.1.1.1. VENTAJAS FÍSICAS

- Puede aplicarse en cualquier tipo de embalse, ya que para la limpieza hidráulica no es relevante el diámetro de los sedimentos.
- No necesitan adaptarse a la presa ningún dispositivo extra para realizar el lavado de sedimentos, ya que para el mismo se considera únicamente a las compuertas de fondo.
- Para su aplicación se requiere de mínimos recursos, debido que para su funcionamiento solo necesita la activación de las compuertas.
- No necesita de energía externa para evacuar los sedimentos hacia afuera del embalse.
- El sistema puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y puede extraer diferentes tipos de sedimentos.
- El espectáculo producido por la abertura de las compuertas y posterior desalojo de los sedimentos genera turismo.
- Se incrementa el volumen de almacenamiento del embalse debido a la remoción hidráulica de los sedimentos.
- Si estas avenidas son fuertes, no se verá afectado por ninguna circunstancia el nivel de operación normal del embalse, es decir la aplicación del método no generará pérdida excesiva de agua.

- En el caso de que el sedimento lo permita, éste puede recolectarse para su posterior lavado y luego ser comercializado como material pétreo para diferentes usos ingenieriles.

5.1.1.2. COSTO DIRECTO

SediCon (Removing sediments), empresa de Trondheim, Noruega especializada en la remoción de sedimentos en embalses, diques, trasvases, embalses de compensación, desarenadores, en diferentes partes del mundo encargados de aumentar el almacenamiento de depósitos de agua con el fin de reducir los efectos nocivos que producen los sedimentos en los diferentes elementos hidráulicos de una obra, y así aumentar la producción sin el uso de energía externa.

Dentro de sus estudios de diseño, equipo y operaciones manejan índices de rentabilidad de proyectos, en donde se han establecido costos directos para la puesta en marcha, maniobras y deshabilitación de elementos hidráulicos, mismos que han sido establecido a lo largo de toda su vida institucional, y que corresponden a la recopilación completa de datos dentro de las obras en los cuales han formado parte, y es así como establecen valores característicos obtenidos a partir de una media aritmética.

Para la puesta en marcha del método se requiere que las compuertas de fondo sean abiertas, el costo directo estimado por SediCon es:

- Aberturas de compuertas en embalses (semi o totalmente abiertas), le corresponderá un valor diario de $1/10000$ del costo total del proyecto, en el cual se incluyen los costos operativos y de funcionamiento.

5.1.2. VACIADO DEL EMBALSE EFECTUANDO REMOCIÓN POR CHORROS DE AGUA

Los embalses ayudan a regular las grandes crecientes que se presentan en los ríos que los alimentan, esto significa que en épocas de lluvia ingresan a los embalses grandes volúmenes de agua, la misma que se hace de manera controlada y por regla general el caudal máximo vertido es inferior al caudal pico de la creciente que entra al embalse, lo cual crea controversia cuando se aplica el método, pues de ocurrir, deben de abrirse en conjunto y súbitamente todas los desagües de fondo, proceso que inunda en pocos segundos aguas abajo de la presa.

La regulación del caudal en el embalse contribuye de manera positiva a que se den condiciones de seguridad a las comunidades localizadas aguas abajo de los embalses, pues se reduce la frecuencia y magnitud de las inundaciones en los predios aledaños a los ríos y en muchos casos, hasta llegan a evitarse.

Lo expuesto significa que los embalses no son los que generan las inundaciones, sino que éstas al ser consecuencia directa de las lluvias, logran ser controladas, reduciendo de manera significativa los riesgos a la población y bienes materiales aguas abajo.

Es importante resaltar que las inundaciones que se presentan en la temporada de lluvias aguas abajo de los embalses, son un fenómeno natural y su intensidad puede a su vez depender de fenómenos macroclimáticos externos, cuyo impacto en el clima se manifiesta con el aumento de las lluvias en intensidad, frecuencia y duración produciendo con ello, mayores inundaciones.

Con lo expuesto anteriormente se puede advertir las limitaciones que posee éste método para la remoción hidráulica de sedimentos desde embalses, especialmente cuando aguas abajo de la presa existen comunidades, que con el volumen de agua a evacuarse del embalse provocaría inundaciones y

por consiguiente grandes pérdidas materiales e inclusive humanas, su aplicación también puede generar erosión en el cauce aguas abajo de la presa.

Este método se encuentra impedido de realizárselo cuando el agua retenida en el embalse se utiliza exclusivamente para la generación hidroeléctrica, o para agua potable debido que el vaciado conllevaría a una disminución o suspensión del servicio, mismo que se mantendría hasta que el embalse vuelva nuevamente a llenarse, tiempo que es estimado para embalses medianos y grandes de algunas semanas e inclusive meses, para el caso de riego, uso industrial, navegación, o generación de deportes acuáticos o de esparcimiento se puede realizar el vaciado del embalse sin preocuparse de problemas a futuro.

En el caso de embalses creados para generación hidroeléctrica y de agua potable que trabajen en conjunto con otros embalses u otras fuentes de generación, se podría llevar a cabo si el mismo se calcula que será llenado a la brevedad posible, o en su defecto que el embalse no contemple una extensa área de inundación, y que obviamente no existan en la zona comunidades, o de existirlas deberán estar ubicadas a una cota en donde el agua evacuada no cause ninguna destrucción.

Cuando el método es ejecutado y si no se ha elaborado un plan para rescatar a las especies acuáticas, éstas perecerán producto de la fuerza con que el agua es expulsada, y que con el pasar del tiempo generará un problema ambiental debido a los olores que son propios de la descomposición de la materia orgánica junto con la fauna muerta.

Figura 5.2. Vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua generado por la abertura de los desagües de fondo



Fuente:<https://edicion.elcorreoweb.es/sevilla/095305/embalse/melonares/supera/examen/temporal/buena/nota>

Este método se utilizó en el embalse de la presa Cachi en Costa Rica, la que fue construida en 1966, tiene una altura de 76.0 m y una longitud de 184.0, es una presa en arco con un vertedor controlado por dos compuertas radiales, cuenta con un túnel de descarga de 3.8 m de diámetro de 6.2 km entre el embalse y la casa de máquinas, la cual cuenta con 3 turbinas tipo Francis, una capacidad instalada de 100.8 MW y una carga útil de 264.0 m.

Su primer vaciado fue realizado en 1973 y durante 18 años de operación ha sido sometida a este proceso por 14 ocasiones. El lavado hidráulico del embalse aplicando el vaciado del mismo mantiene la obra de toma libre de sedimentos y reduce su capacidad de atrape de sedimentos de 82 a 27%. El vaciado del embalse ha demostrado gran efectividad en la remoción de sedimentos, especialmente cuando estos se realizan de manera periódica.

5.1.2.1. VENTAJAS FÍSICAS

- El método puede llevarse a cabo en cualquier tipo de embalse, ya que mediante su utilización se remueven depósitos de sedimentos de diferentes granulometrías.
- Cuando se lleva a cabo, al igual que el método anterior, no necesita que se adapten a la presa ningún mecanismo extra para realizar el lavado de sedimentos, debido a que su funcionamiento depende exclusivamente de la abertura de las compuertas de fondo.
- Requiere de mínimos recursos, pues como se indicó en el literal anterior únicamente depende de la abertura de las compuertas de fondo.
- No es necesario el uso de energía externa para evacuar los sedimentos hacia fuera del embalse.
- El sistema puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y puede extraer diferentes tipos de sedimentos.
- El incremento del volumen del embalse es considerable ya que retoma al almacenamiento inicial, mismo que es debido a la remoción hidráulica total de los sedimentos.
- Si los sedimentos son recolectados pueden someterse a posterior tratamiento, para finalmente ser comercializado como material pétreo.
- El vaciado completo de un embalse que se produce cuando las compuertas de fondo son activadas generan chorros de agua que salen a velocidades extremadamente altas, lo cual genera que los turistas se detengan a ver dicho evento, como se ve en la figura 5.3.

Figura 5.3. Visitantes observan el agua que brota de la sección de un embalse Xiaolangdi en el Río Amarillo durante un lavado de arena en Jiyuan, provincia de Henan China, 12 de julio del 2013



Fuente: <http://noticias.latam.msn.com/xl/las-mejores-im%C3%A1genes-de-la-semana-12-de-julio-de-2013-8?page=7>

5.1.2.2. COSTO DIRECTO

Para que el vaciado del embalse se efectúe, se requiere que las compuertas de fondo sean completamente abiertas, según SediCon éste costo directo corresponde a un valor diario de $1/10000$ del costo total del proyecto, en el cual se incluyen los costos operativos y de funcionamiento, como se indicó anteriormente

La empresa señala que cuando se lleva a cabo el vaciado completo de un embalse, este es un proceso que puede tardar días, semanas, o inclusive meses, dependiendo de la magnitud del embalse; entonces cuando a finalizado dicha operación, el embalse queda completamente vacío, proceso que genera un costo adicional al anterior, éste costo directo se estima en:

- Mantener vacío un embalse, sin importar sus características de construcción, tales como el material o en donde se encuentra emplazado, tendrá un costo por semana de $1/1000$ del costo total del

proyecto, en el cual se incluyen los costos operativos, de funcionamiento, y del personal directivo, técnico y administrativo que se encarga de la supervisión del proyecto.

Luego del desazolve completo del embalse, y su posterior llenado, este costo directo es ciertamente redimido, debido a la mayor capacidad del embalse y también a que la captación-conducción del agua puede realizársela de manera directa, sin utilizar procesos intermedios, tales como cámaras de decantación o desarenadores.

El lavado hidráulico de sedimentos realizado con el vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua, si bien es cierto cuando se realiza es un proceso costoso luego este valor puede ser parcialmente recuperado.

5.1.3. DESFOGADO DE CORRIENTES DENSAS

Éste método se puede aplicar en embalses jóvenes y en embalses con varios años de operación; obteniéndose mejores resultados en los primeros, debido a que en estos el agua se encuentra un poco más clara, y por lo tanto es mucho más fácil distinguir en donde se encuentra exactamente la corriente de densidad, lo cual no sucede en embalses antiguos en donde la turbidez propia del agua embalsada hace que la corriente de sedimentos sea muy difícil de distinguirla.

El principal problema que requiere para su aplicación es conocer con exactitud en donde se encuentra estas corrientes de densidad, ya que como se indicó en la descripción de los métodos para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses, las corrientes de densidad para los embalses en estudio es un tema en la actualidad que se encuentra en estudio, y sólo son fáciles de representar en laboratorio.

La formación de las corrientes de densidad es del tipo probabilístico y por lo general no reflejan la realidad del fenómeno, entonces, sí los embalses son antiguos y se encuentran ubicados en sitios donde el arrastre de sedimentos

no forma turbidez en el agua, es posible realizar una inspección para poder determinar si es viable o no una restitución fotogramétrica, que es un procedimiento que se basa en fotografías aéreas para obtener datos precisos del terreno, que para el caso específico de embalses aumenta el grado de complejidad debido a que las fotografías se hacen sobre el agua del embalse con el fin de determinar la ubicación de la corriente de densidad; al ser este procedimiento muy costoso limita su aplicación, además que con el transcurso del tiempo es muy difícil que el agua se encuentre completamente clara como para poder tomar las fotografías, por lo general los embalses en la superficie forman una película de materia orgánica, y de no ser así la turbidez es muy notoria, tal y como se presenta en la figura 5.4, la turbidez es total.

Figura 5.4. Embalse de Atazar, Madrid-España, agua embalsada completamente turbia debido a la presencia de plancton



Fuente: <http://foros.embalses.net/showthread.php/13313-El-embalse-de-Los-Morales-solo-tiene-agua-para-1-mes/page3>

Si el sedimento fino que está ingresando a un embalse es igual o menor a 0.02 mm es muy conveniente la utilización de éste método de limpieza hidráulica, pues este diámetro de sedimento garantiza que en el embalse desde su puesta en marcha se está formando una corriente de densidad, por el contrario si el sedimento es mayor a éste diámetro también puede

formarse dicha corriente de densidad, pero depende de la velocidad del cauce del río con la que ingresa al embalse.

Cuando se aplica por primera vez éste método de remoción de sedimentos en un embalse se obtienen muy buenos resultados, y estos pueden ir aumentando en función de la periodicidad con que se lleve a cabo el método, mientras más seguido se efectúe, se obtendrán mejores resultados evitando la formación de los bancos de sedimentos que se consoliden dentro del embalse, lo cual facilita su limpieza.

5.1.3.1. VENTAJAS FÍSICAS

- Al igual que los dos métodos anteriores, puede aplicarse a todo tipo de embalse, en donde los diámetros del sedimento que están ingresando al mismo sean ≤ 0.2 mm, lo que garantiza que la corriente de densidad está formada o en proceso.
- No es necesario adaptar a la presa dispositivos externos para realizar la remoción hidráulica de sedimentos, ya que como en los dos métodos anteriores para su aplicación es necesario únicamente que se habiliten las compuertas o desagües de fondo.
- No necesita de energía externa para evacuar los sedimentos hacia afuera del embalse.
- Este método puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y puede extraer diferentes varios tipos de sedimentos finos.
- Dependiendo de la magnitud del embalse puede también generar turismo.
- El método incrementa el volumen de almacenamiento del embalse debido a la remoción hidráulica de los sedimentos.
- Si estas avenidas son fuertes, no se verá afectado por ninguna circunstancia el nivel de operación normal del embalse, es decir la aplicación del método no generará pérdida excesiva de agua.

Figura 5.5. Desfogue de corrientes densas en el embalse Xiaolangdi en el Río Amarillo, China



Fuente: http://www.dawanews.com/chinabiz_view.asp?id=25590

5.1.3.2. COSTO DIRECTO

Si el lavado hidráulico de sedimentos es realizado mediante el desfogue de corrientes densas, para su aplicación se requiere que se abran las compuertas o desagües de fondo, entonces el costo directo para operar dichas compuertas diariamente es del 1/10000 del costo total del proyecto (SediCon) en donde se incluyen los costos anteriormente descritos;

A dicho valor se le debe sumar \$1500 diarios que corresponde a la contratación de una empresa encargada de realizar restituciones fotogramétricas para poder establecer la ubicación de la corriente de densidad. Valor obtenido en función de los montos de contratos percibidos por la empresa Cartotecnica (Cartografía técnica computarizada de proyectos s.a) Quito – Ecuador.

Si desde la etapa de factibilidad y ejecución de la obra se han contemplado la construcción de muros sumergidos para encauzar las corrientes de densidad habrá que incluir este costo, pero para economizar el proyecto se

pueden construir aprovechando el material propio de cada cauce, y en la etapa en que se llevan a cabo la cimentación de las ataguías.

5.1.4. LAVADO HIDRÁULICO DE SEDIMENTOS EN CONDICIONES DE FLUJO PRESURIZADO O HIDROSUCCIÓN Y CON SUPERFICIE LIBRE

Este sistema presenta una alta efectividad si el mismo es instalado en la etapa de construcción, mientras que para embalses antiguos el método se vuelve un poco menos efectivo debido a la complejidad de la instalación, y a la ubicación de las tuberías de descarga.

El método presenta un principal inconveniente, y es el constante taponamiento de la tubería de descarga, principalmente para los embalses antiguos en donde quiere aplicarse el método, en embalses nuevos y en aquellos en los que se ha contemplado desde la puesta en marcha del mismo que la limpieza se va a efectuar por éste método difícilmente se llega a dar un taponamiento de tubería, debido a que los sedimentos que se encuentran ingresando al embalse pueden ser evacuados de forma inmediata, sin causar éste problema.

Cuando la mezcla agua-sedimento viaja dentro del embalse en condiciones de flujo presurizado estamos creando un medio en donde la presión atmosférica hace que los depósitos de sedimentos sean expulsados del embalse, es decir se apoya de la hidrosucción para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses, misma que ayuda enormemente para evitar que las tuberías se taponen, ya que crea una especie de vorticidad alrededor de la entrada de la tubería manteniéndola libre de obstáculos mientras se realiza el proceso.

Si el método es aplicado desde que entra a operar el embalse, se corre menos riesgo de que las tuberías de descarga se taponen puesto que estas se ubicarán casi paralelas a la cota de nivel máximo del embalse; mientras que si el sistema de limpieza se aplica cuando el embalse es antiguo las

tuberías deberán ubicarse mucho más abajo del nivel del embalse, llegando inclusive a la cota del volumen muerto del embalse, lo que posiblemente ocasionaría un taponamiento constante, y peor aún si los sedimentos son de granulometría con tendencia gruesa; en ninguno de los dos casos se debe exceder el diámetro máximo de tubería recomendable para dicha remoción que es de 250 mm, ya que si se coloca un diámetro mayor de tubería se corre el riesgo de expulsar más agua que sedimentos, lo que reduciría el nivel máximo de operación del embalse.

A más de producirse obstrucciones en el sistema de tuberías, y de encontrarse mal ubicado puede ser susceptible de daños en el momento que se evacuen avenidas por los desagües, de ahí que su ubicación es fundamental para el éxito del método, si esta es excesivamente larga, existen grandes pérdidas por fricción, en general el sistema no está diseñado para extraer partículas de gran tamaño, es necesario reemplazar el sistema cada cierto tiempo, de acuerdo al material utilizado.

El método se realizó en el embalse de la presa Loíza en Puerto Rico, en el año de 1995, el cual había perdido 53% de su capacidad debido a la sedimentación, y su volumen se ha reducido de 26.8 millones de metros cúbicos a 14.2 millones de millones de metros cúbicos, obteniéndose resultados muy favorables.

También se aplicó en el embalse de la presa Sefid-Rud en Irán, es una estructura de contrafuertes tipo gravedad de concreto, de 106.0 m de altura y longitud de 425.0 m, esta obra regula 2800 millones de metros cúbicos, riega 250000 Ha y genera electricidad con un aporte de 87.5 MW, fue construida en 1962, y ha tenido serios problemas de sedimentación con un promedio de acumulación de sedimentos de 36.5 millones de m³/año y equivale a un promedio anual de 2.1% de su capacidad.

El método se aplicó en 1980, debido principalmente a la rápida pérdida de almacenamiento, y durante los próximos 17 años de operación convencional, los resultados obtenidos muestran que se removió 320.0 millones de metros

cúbicos de sedimento durante los 10 primeros años, se utilizó 10,67 millones de metros cúbicos de agua, lo cual indica que se obtiene un promedio de 33.0 metros cúbicos de agua por cada 1.0 metro cúbico de sedimento, y además se incorporan sedimentos suspendidos de 48.0 gramos por cada litro de agua.

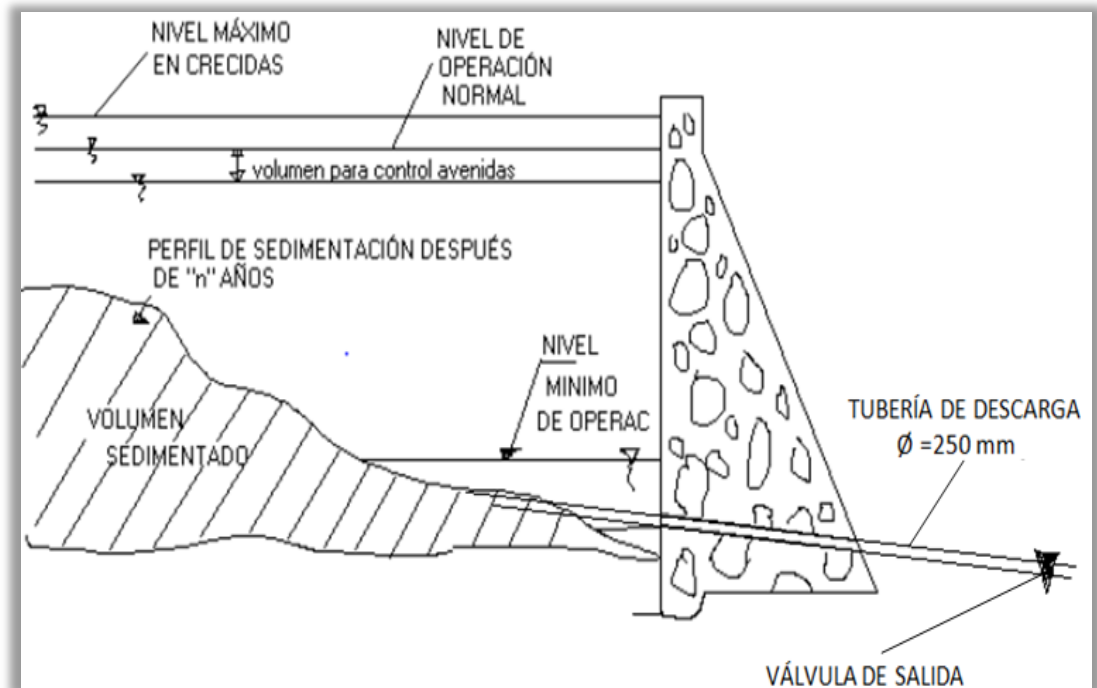
5.1.4.1. VENTAJAS FÍSICAS

- El método puede emplearse en cualquier tipo de embalse, siempre y cuando desde la etapa de construcción se haya considerado la ubicación exacta de las tuberías de descarga, el éxito del método depende exclusivamente de la longitud de éstas.
- Si la presa desde su puesta en marcha cuenta con el sistema de tuberías de descarga, posteriormente no habrá que instalar ningún mecanismo extra para la remoción hidráulica de los sedimentos.
- Una vez iniciado el proceso de hidrosucción con la ayuda de una bomba de vacío, el sistema puede seguir funcionando ininterrumpidamente, especialmente si los depósitos de sedimentos son de granulometría fina.
- Este método también puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y puede extraer sedimentos de granulometría fina a media.
- No es necesario la abertura de las compuertas lo cual garantiza que no se extraigan volúmenes de agua considerables que puedan afectar temporalmente al nivel de operación normal del embalse.
- Concluido el proceso el embalse incrementa el volumen de almacenamiento del embalse debido a la remoción hidráulica de los sedimentos.
- Cuando se aplica la remoción hidráulica de sedimentos en condiciones de flujo presurizado, se garantiza que en la superficie el agua sea captada en condiciones normales, es decir su aplicación no genera corrientes de turbiedad en el embalse.
- Puede aprovecharse la presencia de pequeñas lluvias para la aplicación del método, misma que ayuda a que en la boca de entrada

de la tubería se produzca con mayor rapidez las tensiones de corte que inicien la hidrosucción.

- Se puede extender la tubería hacia un depósito de sedimentos mismo que puede ser utilizado como en los casos anteriores como material pétreo para diferentes usos.
- Con su aplicación puede darse un mejoramiento a las condiciones ambientales y paisajísticas.

Figura 5.6 Remoción hidráulica de sedimentos utilizando hidrosucción



Fuente: Sánchez Blum Enrique

5.1.4.2. COSTO DIRECTO

La aplicación de este método contempla un costo directo de \$4500 por cada 100 m de longitud del sistema instalado, el mismo que consta de: tubería de hierro galvanizado ($\varnothing = 250$ mm, presión de 1520 psi o 106.4 kg/cm^2 según la norma ASTM-53); sus respectivos conectores, codos, y una válvula de salida, así como un cilindro de vacío para suspender el tubo.

A los \$4500 anteriores se suman \$1500 correspondientes a una motobomba que sirve para agitar el sedimento en la toma con un sistema de chorro, el mismo que da inicio a la hidrosucción, es decir, el sistema tiene un costo

total de \$5500 por cada 100 m de longitud de tubería, precio que con el pasar del tiempo se ve reflejado en beneficio costo, debido a que el embalse no sufrirá problemas de sedimentación y no habrá que tomar medidas correctivas para corregir dicho azolve.

Se le debe incluir el costo diario de funcionamiento de un bote de acceso, que por lo general es adquirido para su permanencia total en el embalse y que ya está contemplado dentro del presupuesto total de la presa.

Cuando en la construcción de la presa no se ha contemplado este sistema de tuberías para la remoción hidráulica de sedimentos, el costo directo del sistema por cada 100 m., puede incrementarse en un 20 o 30%, debido a la complejidad de la instalación especialmente en el cuerpo de la presa.

5.1.5. REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS CON SIFONES

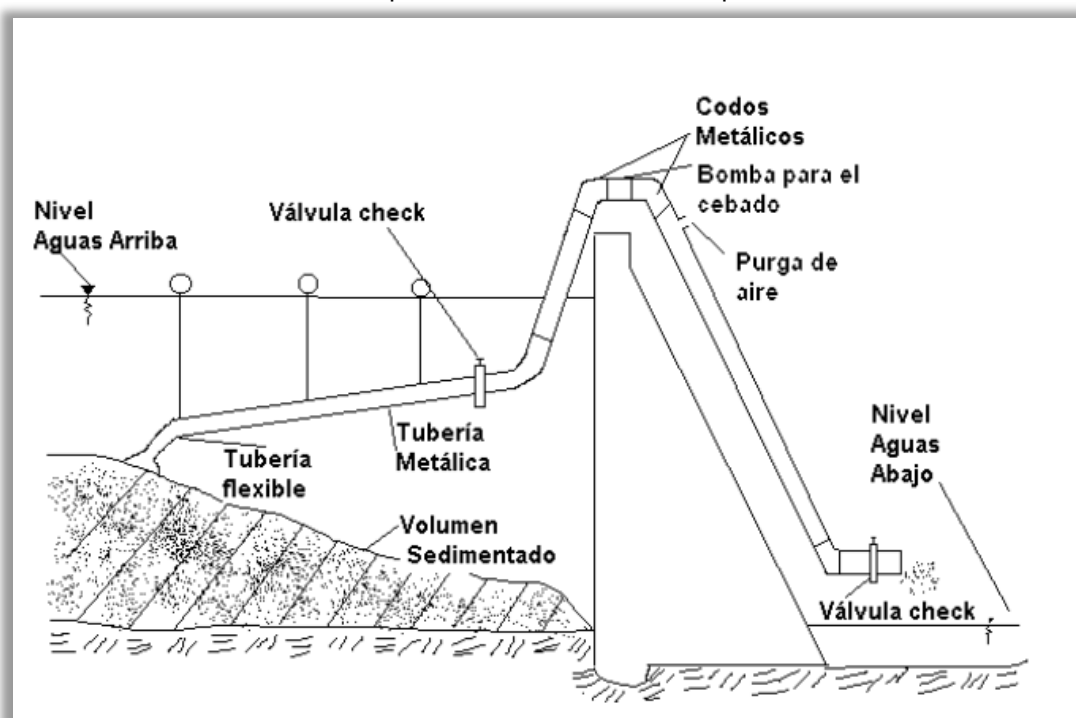
Cuando se aplica este método el principal inconveniente que puede presentarse es el cebado del sifón, ya que para poder efectuar un correcto cebado del mismo se necesita de una bomba hidráulica, su potencia depende directamente de la longitud del ramal que corresponde a la boca de entrada de sedimentos, por lo tanto esta altura debe de ser obligatoriamente menor a la capacidad de succión de la bomba.

En ciertas ocasiones aunque la longitud de este ramal sea inferior a la capacidad de la bomba se vuelve muy difícil cebar el sifón, y se debe en gran parte al peso propio y densidad de los sedimentos, lo que ocasiona que en la tubería se produzcan grandes pérdidas por fricción, lo cual impide el correcto proceso.

La presión atmosférica a nivel del mar es 1.033 Kg./cm^2 a 0° C . Ésta es equivalente al peso de una columna de agua de 10.33 metros, que es la carga máxima que puede tomarse para producir escurrimiento en un sifón.

La presión atmosférica baja un metro de columna de agua por cada 1000 metros de altitud, aproximadamente. Sin embargo, el funcionamiento de un sifón se tendrá en condiciones normales hasta que la carga quede por debajo de 6.1 a 6.7 metros (de 20 a 22 pies). La carga se mide desde el nivel de agua superior al centro de la boca de la descarga sumergida. La carga es igual a la diferencia de niveles de agua, superior e inferior.

Figura 5.7 Remoción hidráulica de sedimentos utilizando el método de sifones con flotadores para mantener constante la presión



Fuente: CARRIÓN MELGAREJO, RUBÉN, Análisis de los efectos del Fenómeno El Niño en el año 1998 en la Presa Los Ejidos, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, 2012.

El efecto del sifón puede explicarse a partir de Bernoulli entre dos puntos, uno por donde ingresa el sedimento (a) y otro en la corona del sifón (b).

$$\frac{Pa}{\gamma} + \frac{Va^2}{2g} + ha + \frac{Vb^2}{2g} + hb + \Sigma \text{pérdidas} \quad (5.1)$$

En donde:

P es la presión en cada punto, V es la velocidad de la corriente de agua, h es la elevación con respecto a un plano horizontal de referencia, γ es el peso específico del fluido, g es la aceleración de la gravedad

Considerando que en la parte por donde ingresan los sedimentos, $V_a = 0$ y además que la presión mínima en la corona del sifón es la presión de vapor (P_v), la elevación máxima de éste punto será:

$$h_b - h_a = \left(\frac{P_a}{\gamma} + \frac{P_v}{\gamma} - \frac{V_b^2}{2g} - \Sigma \text{pérdidas} \right) \quad (5.2)$$

Para este estudio, el nivel de agua “a” estará siempre por debajo del punto “b”, es por eso que utilizamos la bomba de aire que cebará la tubería (ya que el flujo no se establecerá como tal sino hasta que el sifón este lleno de agua) y tendrá que ser operada ocasionalmente para retirar el aire acumulado y el vapor de agua.

Si el sifón se mantuviera constante el flujo de agua, una temperatura relativamente alta podría desarrollar el fenómeno de la cavitación dentro de éste, y es el proceso que consiste en el paso del estado líquido al estado gaseoso por el cambio de la presión local, también por la reconstrucción consecuente del estado líquido por modificación de la presión o arrastre de las burbujas. En las estructuras hidráulicas, el agua posee gran cantidad de burbujas de aire y varias impurezas de diferentes tamaños que corresponden a los sedimentos.

Si la presión del flujo del agua es disminuida a través de un incremento en la velocidad del flujo, se alcanza una condición crítica justo cuando empieza la cavitación. Esta condición crítica es llamada cavitación incipiente.

Si la cavitación existe y la velocidad del flujo disminuye, o la presión aumenta, se alcanza una condición crítica cuando la cavitación va a desaparecer. Esta cavitación es llamada cavitación desinente.

Estos dos tipos de cavitación no suelen ocurrir en las mismas condiciones de flujo. La diferencia es especialmente importante en investigaciones de laboratorio, pero puede ser ignorada para todo propósito práctico en estructuras hidráulicas.

Para minorar estos efectos, y para poder cebar correctamente el sifón podemos incluir flotadores en el ramal de ingreso de sedimentos, lo que originará que la presión logre mantenerse constante a lo largo de la tubería, y de esta manera podemos salvar grandes distancias de recorrido, tal y como se presenta en la figura 5.7.

5.1.5.1. VENTAJAS FÍSICAS

- Puede aplicarse en cualquier embalse sin restricción alguna.
- El sifón puede ser instalado en cualquier parte del embalse y puede ser retirado cuando sea necesario.
- Con el uso de éste método para la remoción hidráulica de sedimentos puede darse una elevada capacidad de succión de sedimentos.
- Este sistema utiliza la gravedad como fuerza de conducción y se caracteriza por su alta eficiencia y un bajo consumo de agua.
- Se mantiene un balance automático entre la concentración de sedimentos y la fuerza de succión. Como consecuencia de dicha succión, la cabeza puede operarse en aguas profundas y en lugares inaccesibles, sin riesgo de bloquear la tubería.
- La tubería de succión flexible, que se conecta a la cabeza de succión, asegura flexibilidad de manera tal que la succión puede cambiarse al lugar y en el momento que sea necesario.
- Se produce una liberación controlada de sedimentos tanto en tiempo como en concentración, estos sedimentos pueden liberarse de manera tal que no dañen el medio ambiente.
- Dependiendo de la carga hidráulica disponible la longitud de transporte en el sifón puede ser de hasta varios kilómetros.

- Los sedimentos que son removidos pueden variar desde muy finos como arcillas cohesivas hasta llegar a limos, arenas, piedras y grava con diámetros máximos de 400 mm.
- No necesitan adaptarse a la presa ningún dispositivo extra para realizar el lavado de sedimentos, ya que el sifón es un mecanismo completamente independiente.
- El sistema puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y puede extraer diferentes tipos de sedimentos.
- Se incrementa el volumen de almacenamiento del embalse debido a la remoción hidráulica de los sedimentos mediante el uso del sifón.
- Puede recolectarse el sedimento para posterior lavado y luego ser comercializado como material pétreo para diferentes usos ingenieriles

5.1.5.2. COSTO DIRECTO

Se estima que el costo directo para la puesta en marcha del lavado hidráulico de sedimentos utilizando sifones es de \$5000 diarios, y que alrededor del mundo la empresa más importante que brinda estos servicios es SediCon, de origen Noruego.

La empresa se encarga de suministrar y supervisar los trabajos de remoción hidráulica; el sistema comprende un sistema completo de tuberías, y sus diferentes accesorios, una cabeza de succión, una bomba para aducción de aire y cebado del sifón, flotadores, y demás insumos que sean necesarios.

Este precio es completamente lógico debido a la eficiencia del sistema, la empresa Noruega SediCon indica que en sus proyectos, la capacidad típica promedio se encuentra en el rango de 50 metros cúbicos cuando los sedimentos son cohesivos por hora y para sifones con diámetro de 200 mm, y más de 1000 metros cúbicos cuando el sedimento está comprendido por material arenoso por hora con diámetro del sifón de 400 mm.

La concentración de sedimentos depende de las características del mismo, normalmente se encuentra entre 100 – 200 kg de sedimento / m³ de agua. El

consumo de agua normalmente varía de 4 – 12 m³ de agua por m³ de sedimento removido.⁴³

En la actualidad SediCon ha firmado el contrato para suministrar el equipo de remoción de sedimentos para los desarenadores del proyecto Coca Codo Sinclair, también existe la propuesta de desazolve del Embalse Agoyán por parte de dicha empresa y de las autoridades locales.

⁴³ <http://www.sedicon.no/index.php/es/tecnologia/sedicon-draga>

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- El presente proyecto de graduación es de suma importancia, debido a que la temática investigada no ha sido abordada anteriormente, material que va a servir de base y guía para los estudiantes y profesionales de la Carrera de Ingeniería Civil.
- Se ha logrado recopilar información concerniente a los métodos que son aplicados en varios países del mundo para la limpieza o remoción hidráulica de sedimentos desde embalses, y que pueden ser potencialmente aplicados en nuestro país.
- Con la culminación del presente trabajo investigativo se han cumplido los objetivos planteados, alcanzando más allá de la propuesta inicialmente en el análisis de los métodos existentes para la remoción hidráulica de sedimentos.
- En este estudio se ha descrito los principales embalses existentes en el Ecuador, los cuales nunca han sido sometidos a procesos de limpieza hidráulica, y que de seguir así probablemente presenten problemas de azolvamiento en poco tiempo.
- Un correcto estudio de los procesos para lograr establecer la distribución de los sedimentos dentro de un embalse, pueden ayudar en cierta forma a elegir el método de limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses.
- Para el caso del Ecuador en donde los sedimentos pueden ir desde pequeños limos y arcillas hasta grandes rocas, la ecuación que brinda el mayor grado de seguridad para establecer la carga de sedimentos

es la proporcionada por Yang la misma que estudia el transporte en función de la velocidad y del esfuerzo cortante que se produce entre las partículas, la misma que ha sido analizada por varios autores tanto en laboratorio como en aforos de campo.

- Un adecuado conocimiento de los sistemas para el control de la sedimentación puede verse reflejado a futuro con un gran ahorro económico, debido a que la aplicación de cualquier método de limpieza será realizado en menor tiempo, lo que garantiza optimización de tiempo y recursos.
- El método de limpieza que presenta mejores beneficios es la remoción hidráulica de sedimentos con sifones, ya que si bien es cierto el uso operativo diario es relativamente elevado, posee una alta capacidad de remoción, además con este método no hace falta modificar la estructura de la presa.
- El lavado hidráulico de sedimentos en condiciones de flujo presurizado o hidrosucción y con superficie libre, así como también el lavado hidráulico de sedimentos durante avenidas proporcionan también un alto grado de efectividad para la remoción de sedimentos desde embalses.
- El vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua provee de muy buenos resultados, pero cuando se realiza un vaciado completo de un embalse siempre se generan problemas aguas abajo de la presa, ya que debido a la cantidad de agua y sedimento evacuado puede verse alterado notoriamente el medio ambiente.
- El desfogue de corrientes densas es el menos favorable para la aplicación, especialmente en nuestro país, ya que se torna casi imposible saber con seguridad en donde se encuentra en tiempo real dichas corrientes, además es casi nula las posibilidades de que el

sedimento que está ingresando al embalse sea completamente de diámetro ≤ 0.02 mm.

- La sedimentación en los embalses es un fenómeno propio de la naturaleza y que es debido principalmente a la erosión de los suelos aguas arriba y márgenes del cauce; si bien es cierto, es una problemática mundial que no puede ser remediada en su totalidad, pueden tomarse medidas para que el impacto sea notoriamente menor, y de esta manera poder optimizar recursos que pueden ser invertidos en los gobiernos locales.

6.2. RECOMENDACIONES

- Con los métodos expuestos para la remoción hidráulica de sedimentos desde embalses en el presente trabajo es recomendable fomentar dicha investigación en modelos hidráulicos en la Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, para así poder perfeccionar los conocimientos de los estudiantes, y también en el cual se puedan corroborar los resultados obtenidos.
- Deben de realizarse varios estudios referentes al comportamiento de los sedimentos bajo diferentes circunstancias, con el objeto de alcanzar mayor información y establecer las relaciones existentes entre sus parámetros.
- Deben también estudiarse a fondo la dirección que experimenta el flujo en la boca de entrada de sedimentos en el lavado hidráulico en condiciones de flujo presurizado o hidrosucción y con superficie libre; y, en la remoción hidráulica de sedimentos con sifones, y como este influye en la iniciación del movimiento para realizar el lavado.
- Cuando se construyen presas, deberán cultivarse las laderas en fajas o en terrazas para retardar el escurrimiento y de esta manera poder

disminuir la erosión de las cuencas, lo que se verá reflejado en la notable disminución de sedimentos que entran al embalse.

- Deben airearse de manera natural los embalses por oscilación de niveles de agua y fortuitamente pueden usarse aireadores artificiales, como es el caso de inyecciones de oxígeno, con el fin de eliminar gases que pueda contener el agua y que posteriormente puedan formar afectar la calidad de la misma.
- Antes de seleccionar cualquier tipo de método para realizar un lavado hidráulico de sedimentos, es necesario conocer el tipo de material del que se encuentra constituido, así como sus propiedades, para de esta forma elegir el método más idóneo para el sitio en estudio.
- Para evitar pérdidas excesivas e innecesarias de agua cuando se aplican los métodos, es recomendable que éstos se efectúen cuando se den avenidas fuertes, es decir, en épocas invernales, inclusive el vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua.
- Si los sedimentos dentro de un embalse tienen diámetros diversos, puede considerarse la combinación entre métodos, por ejemplo, si necesitamos remover sedimentos gruesos de un embalse puede aplicarse en épocas invernales el método de lavado hidráulico de sedimentos durante avenidas; mientras que para las épocas de estiaje puede realizarse la limpieza con el uso del desfogue de corrientes densas.
- Para el lavado de sedimentos utilizando sifones es recomendable que por lo menos haya una salida con ubicación y elevación que se encuentre por debajo de los niveles normales de operación del agua, es decir, la salida de los sedimentos deberá de estar ubicada en un nivel menor que la superficie del agua del embalse.

BIBLIOGRAFÍA

1. ADLER, Franklin. Los Embalses y los Recursos Hídricos Superficiales, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán, 2006.
2. BASILE, Pedro. Geomorfología e Hidráulica Fluvial, Movimiento incipiente de los sedimentos, Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, Argentina, 2003.
3. BEREZOWSKY, Moisés; JIMÉNEZ Amado. Cálculo de perfiles en ríos de fondo arenosos con métodos de resistencia al flujo de hidráulica fluvial, México, UNAM, Instituto de Ingeniería.
4. BUSTAMANTE FERNÁNDEZ, Carlos. Efectos ambientales generados por la construcción y operación de un embalse, Universidad de Sucre, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Colombia, 2008.
5. CARRERA AGUIRRE, Jorge. Implementación del modelo matemático HEC-RAS para estudio de procesos de flujo en el proyecto hidroeléctrico Minas San Francisco, Facultad de Ingeniería, Universidad de Cuenca, Ecuador, 2013.
6. CARRIÓN MELGAREJO, Rubén. Análisis de los efectos del Fenómeno El Niño en el año 1998 en la Presa Los Ejidos, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, 2012.
7. CASTRO DELGADO, Marco. Diseño Hidráulico de Puentes, Ecuador, Escuela Politécnica Nacional, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, 2006.
8. CHOW, Ven Te. Hidráulica de Canales Abiertos. 1964. México. McGraw-Hill. 2004. No de páginas 667.
9. DELGADILLO, Diego; LÓPEZ, Ricardo. Hidráulica de ríos, Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura.
10. DOMÍNGUEZ, Constantino. Diseño de Canales Estables, Departamento de Hidráulica.
11. GÁLVEZ RIBERIN, Héctor; CAMACHO SALAZAR, Wilde. Modernización de la Enseñanza en la asignatura de Hidráulica, Bolivia, Universidad Mayor de San Simón, 2006.
12. GARCÍA CAMACHO, Saúl. Estudio teórico y experimental de la remoción hidráulica de sedimentos en un embalse, México, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, 2005.

13. GARCÍA, M; MAZA, A, 1998.
14. GARCÍA PEÑA, Abraham. Hidráulica fluvial, Morfología Fluvial, Erosión y Transporte Sólido, Máster en Ingeniería Medioambiental y Gestión del Agua.
15. GÓMEZ, Eduardo. Las interfaces en los sistemas terrestres. España.
16. GRACIA SÁNCHEZ, Jesús. Sedimentación en embalses, capítulo 18 del manual de Ingeniería de ríos, Universidad Autónoma de México UNAM, Instituto de Ingeniería, México.
17. GUTIÉRREZ, Tuxtla. Curso Básico de Hidráulica Fluvial, México, Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de Ingenieros de Montes, 2011.
18. HERNÁNDEZ, Juan. Hidráulica de Canales, Departamento de Ingeniería Civil y Minas, División de Ingeniería, Universidad de Sonora, 2011.
19. M. E. MESHKATI, Shahmirzadi; A. A. DEGHANI; T. SUMI. Experimental Investigation of pressure flushing technique in reservoir storages, 2000.
20. MORENO ÁVALOS, Manuel. Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable, España, Universidad Politécnica de Madrid, 2012.
21. PALAU, Antonio. La sedimentación en embalses. Medidas preventivas y correctoras, Dirección de Medio Ambiente y calidad, España.
22. PEREA MESA, Inés. Modelación del delta de sedimento en un embalse que presenta rápidas fluctuaciones de nivel, Colombia, Universidad Nacional de Colombia, 2013.
23. ROCHA, FELICES Arturo. Hidráulica de Tuberías y Canales.
24. ROCHA FELICES, Arturo. Introducción a la Hidráulica Fluvial, Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 1998.
25. RODRÍGUEZ H, Alfonso. Hidráulica fluvial, fundamentos y aplicaciones, socavación, 2010.
26. SAIZ, Juan. Hidráulica de Canales, Universidad de Sonora, Departamento de Ingeniería Civil y Minas.
27. SÁNCHEZ, Jesús. Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM.
28. SANDOVAL, Washington. Embalses y tipos de presas, Ecuador, ESPE, 2012.

29. SOTELO ÁVILA, Gilberto. Hidráulica de Canales, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 2002.
30. Y., Niño. Hidráulica Fluvial y Transporte de Sedimentos, Transporte Hidráulico de Sólidos, Chile, Universidad de Chile, 2004.
31. YBARS, Palau. El vaciado de embalses: consideraciones ecológicas y gestión medioambiental, 1998.
32. ZUCARELLI, Graciela; DEL VALLE María. Flujo en canales abiertos: Caracterización en cursos de la república de Santa Fé, Argentina, Universidad Nacional del Litoral, Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas.